

UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ
SETOR DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE
CONSTRUÇÃO CIVIL - PPGECC

LUIS FERNANDO MOREIRA

ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE TERRA
INSTRUMENTADA COM O USO DE DOIS MODELOS CONSTITUTIVOS

CURITIBA
2012

LUIS FERNANDO MOREIRA

ANÁLISE DE DEFORMAÇÃO DE UMA BARRAGEM DE TERRA
INSTRUMENTADA COM O USO DE DOIS MODELOS CONSTITUTIVOS

Dissertação de mestrado apresentada ao Curso de Pós-Graduação em Construção Civil (PPGECC), Área de concentração Geotecnia, Departamento de Construção Civil, Setor de Tecnologia, Universidade Federal do Paraná.

Orientador Prof. Dr. Sidnei Helder Teixeira

CURITIBA
2012

Moreira, Luis Fernando

Análise de deformação de uma barragem de terra instrumentada com o uso de dois modelos constitutivos / Luis Fernando Moreira. – Curitiba, 2012.

165 f. : il.; graf., tab.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Paraná, Setor de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil.

Orientador: Sidnei Helder Teixeira

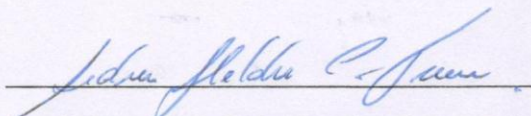
1. Barragens de terra. 2. Resíduos. I. Teixeira, Sidnei Helder.
II. Título.

CDD 627.83

TERMO DE APROVAÇÃO

ANÁLISE DAS DEFORMAÇÕES DE UMA BARRAGEM DE TERRA INSTRUMENTADA COM O USO DE DOIS MODELOS CONSTITUTIVOS

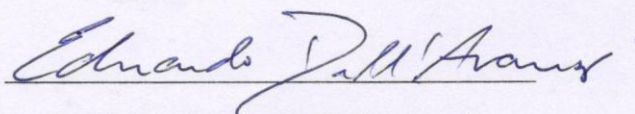
Dissertação aprovada com requisito parcial para obtenção do grau de Mestre no Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, Setor de Tecnologia da Universidade Federal do Paraná, pela seguinte banca examinadora:



Orientador:

Profº. Dr. Sidnei Helder Cardoso Teixeira

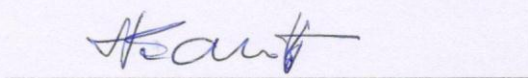
Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, UFPR



Examinadores:

Profº. Dr. Eduardo Dell'Avanzi

Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Construção Civil, UFPR



Profº. Dr. Nélcio Gaioto

Departamento de Geotecnia da Escola de Engenharia de São Carlos-SP

Curitiba, 14 de maio de 2012

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Dr. Sidnei Teixeira pela orientação, na qual dispensou pacientemente tempo à elucidação de problemas no desenvolvimento da pesquisa.

Ao Prof. Dr. Ney Nascimento pelas horas de conversa e orientação no andamento da pesquisa.

Ao Prof. Dr. Eduardo Dell’Avanzi por mostrar as pedras no caminho, evitando muitos equívocos teóricos e práticos nos modelos constitutivos.

Aos amigos Mestres: Carlos Wosniacki, Vanessa Vogt, Liamara Sestrem e Eduardo Pereira pelos anos, meses, semanas, dias e horas de convivência transformadas em trocas de experiências muito valiosas. Aos demais amigos do mestrado, os quais frequentaram a *sala 28* nos últimos anos e que fizeram parte dessa conquista.

A Professora Mariene, Professor Marcelo e a Ziza (PPGECC) pelo incentivo na conclusão desse projeto.

Especialmente a família sempre presente, dando apoio e incentivo.

RESUMO

O trabalho foi desenvolvido com base em resultados de ensaios de laboratório e dados de instrumentação de uma barragem de terra, construída para armazenamento de rejeito. Nela estão contidos diversos instrumentos de monitoramento tais como placas de recalque, inclinômetros, marcos superficiais e piezômetros. Dispõe-se de ensaios triaxiais do tipo adensado e não drenado, nos diversos materiais da barragem. Os dados dos ensaios foram tratados e analisados em utilizando dois modelos constitutivos: elastoplástico e hiperbólico. A análise forneceu parâmetros que alimentou o programa computacional SIGMA/W, no qual foram simuladas as deformações dos materiais com as condições de contorno da barragem. A partir da comparação entre os valores da simulação e as deformações medidas em campo foram obtidos os parâmetros dos dois modelos constitutivos.

PALAVRA CHAVE: *a) Barragem, b) Rejeitos, c) Deformação, d) Instrumentação, e) Métodos Numéricos*

ABSTRACT

This work has been developed based on results from laboratory tests and instrumentation data from a soil dam built for storing tailing. Assorted monitoring instruments such as settlement plates, inclinometers, piezometers and surface landmarks are set up in the dam. Consolidated and undrained triaxial tests have been provided on the various dam materials. The test data were treated and analyzed based on two constitutive models: elastoplastic and hyperbolic. The analysis has provided parameters to be input into the SIGMA/W computer program, which simulated all the material deformation with the dam contour conditions. The constitutive model *parameters* were obtained by comparing the simulation values and the deformation measured in the field for the two.

KEYWORDS: *a) Dam, b) Tailing, c) Deformation, d) Monitoring Instruments, e) Numerical Methods*

.

ÍNDICE

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. OBJETIVOS	1
1.2. JUSTIFICATIVA	1
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1. CRITÉRIO DE RUPTURA	5
2.2. TEORIA DA ELASTICIDADE APLICADA AO SOLO	14
2.3. MODELOS CONSTITUTIVOS	21
2.3.1. MODELO ELASTOPLÁSTICO PERFEITO	21
2.3.2. MODELO HIPERBÓLICO	24
2.4. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	28
2.4.1. DISCRETIZAÇÃO	29
2.4.2. PROPRIEDADES DOS MATERIAIS	30
2.4.3. CONDIÇÕES DE CONTORNO	31
2.4.4. EQUAÇÃO GOVERNANTE	31
2.5. INSTRUMENTAÇÃO EM BARRAGENS	32
2.5.1. INCLINÔMETROS	33
2.5.2. MEDIDORES DE RECALQUE VERTICAL	35
3. MÉTODO DE PESQUISA	37
3.1. ORIGEM DOS DADOS	37
3.2. TRATAMENTO DOS DADOS	37
3.2.1. GEOMETRIA	37
3.2.2. INSTRUMENTAÇÃO	39
3.2.3. DADOS DE ENSAIO	40
3.2.4. PROGRAMA SIGMA-W	45
3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS	50
3.4. LIMITAÇÕES DO TRABALHO	53
4. A BARRAGEM SANTO ANTÔNIO	55
4.1. GEOMETRIA	55
4.2. INSTRUMENTAÇÃO	57
4.2.1. INCLINÔMETROS	58
4.2.2. MEDIDORES DE RECALQUE	58
4.3. ENSAIOS	58
5. RESULTADOS	62
5.1. RESULTADOS DO MODELO ELASTOPLÁSTICO	62
5.1.1. PARÂMETROS CALIBRADOS POR MEIO DE SIMULAÇÕES COM O MODELO ELASTOPLÁSTICO	62
5.1.2. DEFORMAÇÕES VERTICAIS	63
5.1.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	64
5.2. RESULTADOS DO MODELO HIPERBÓLICO	64
5.2.1. PARÂMETROS CALIBRADOS NA SIMULAÇÃO DO HIPERBÓLICO	64
5.2.2. DESLOCAMENTOS VERTICAIS	65
5.2.3. DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS	66

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	67
6.1. ANÁLISE DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE.....	67
6.1.1. ELASTOPLÁSTICO.....	67
6.1.2. HIPERBÓLICO.....	72
6.2. CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO COEFICIENTE DE POISSON	77
6.3. COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DOS MODELOS ELASTOPLÁSTICO E HIPERBÓLICO	79
6.3.1. PLACAS DE RECALQUE	79
6.3.2. INCLINÔMETROS	81
7. CONCLUSÕES	86
8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	90
9. BIBLIOGRAFIA	91

LISTA DE SÍMBOLOS

E – Módulo de Young
 E_i – Módulo de Young inicial
 E_t – Módulo de Young tangente
 E_{ur} – Módulo de carregamento e descarregamento
 $E_{50\%}$ – Módulo de Young à 50% da tensão de ruptura
 $E_{100\%}$ – Módulo de Young na tensão de ruptura
 σ – Tensão total (kPa)
 σ' – Tensão efetiva (kPa)
 σ_n – Tensão normal ou axial (kPa)
 σ_s – Tensão cisalhante ou radial (kPa)
 $(\sigma_1 - \sigma_3)$ – Tensão desviadora (kPa)
 $p = (\sigma_1 + \sigma_2)/2$ (kPa)
 $q = (\sigma_1 - \sigma_2)/2$ (kPa)
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ – Tensão de ruptura
 $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ – Tensão última
 $\sigma_1 \sigma_2 \sigma_3$ – Tensão axial ou maior, radial ou intermediária e radial ou menor (kPa)
 $\sigma_z \sigma_y \sigma_x$ – Tensões de tensão axial ou maior, radial ou intermediária e radial ou menor
 $\tau_z \tau_y \tau_x$ – Tensões de cisalhamento axial ou maior, radial ou intermediária e radial ou menor
 $\varepsilon_1 \varepsilon_2 \varepsilon_3$ – Deformação axial ou maior, radial ou intermediária e radial ou menor (kPa)
 $\varepsilon_{vol} = \Delta V/V$ – Deformação volumétrica
 B – Módulo de deformação volumétrica
 ν – Coeficiente de Poisson
 G – Módulo de cisalhamento
 k_0 – Coeficiente de empuxo no repouso
 c – Coesão (kPa)
 ϕ – Ângulo de atrito (graus °)
 F – Força aplicada sobre uma área específica (kPa)
 A – Área (m² ou cm²)
 \cos – Coseno
 \sin – Seno
 \tan – Tangente
 τ – Tensão cisalhante
 $y=b+ax$ – Equação da reta
 u_w – pressão da água
 u – pressão da água
 $x \ y \ z$ – Eixos coordenados em um ponto qualquer em um solo
 $\partial_z \partial_y \partial_x$ - Diferencial nos eixos coordenados axial, intermediário e menor
 $\partial_u \partial_v \partial_w$ - Diferencial nos componentes de deslocamento de um ponto
 P_a – Pressão atmosférica
 k – Módulo da hipérbole
 n – Expoente que determina a variação de E_i na hipérbole
 k_{ur} – Módulo da hipérbole no carregamento e descarregamento
 n_{ur} – Expoente que determina a variação de E_{ur} na hipérbole no descarregamento e carregamento

R_f – Razão de Ruptura $\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}$

MEF – Método dos Elementos Finitos

MME – MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA

PDE – PLANO DECIMAL DE EXPANSÃO DE ENERGIA

GW/h – Gigawatt por hora

Mt – Milhões de toneladas

CU – Ensaio triaxial adensado e não drenado

CAU – Ensaio triaxial adensado anisotropicamente e não drenado

$\gamma_{(sub)}$ – Massa específica submersa (kN/m³)

γ – Massa específica natural (kN/m³)

R² - Índice de correlação (%)

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Comportamento típico de um solo sob tensão Fonte: O Autor.....	6
Figura 2.2 – Deformação teórica de aglomerado de esferas (LAMBE e WHITMAN 1972)	6
Figura 2.3 – Respostas típicas observadas nos ensaios de cisalhamento direto (DAS 2007)	8
Figura 2.4 – Decomposição do vetor σ , aplicado no ponto P, em vetores normal σ_n e paralelo ou cisalhante σ_s (FIORI e CARMIGNANI 2009).....	9
Figura 2.5 – Círculo de Mohr (FIORI e CARMIGNANI 2009).....	10
Figura 2.6 – Variação do nível de tensão e os pontos de ruptura Fonte: O Autor	11
Figura 2.7 – Círculo de Mohr para os dados da Figura 2.6 Fonte: O autor.....	11
Figura 2.8 – Representação gráfica dos pontos p e q no Círculo de Mohr (Lambe e Whitman, 1972)	12
Figura 2.9 – Trajetória de tensões efetivas aplicada ao solo da Figura 2.6 Fonte: O Autor.....	13
Figura 2.10 – Variação da resistência de uma areia considerando as poro pressões (DAS 2007)	14
Figura 2.11 – Decomposição dos tensores de tensão e de cisalhamento em um ponto qualquer do solo (ROCHA 1950, TIMOSHENKO 1934)	14
Figura 2.12 – Diferentes E na curva tensão e deformação Fonte: O Autor	20
Figura 2.13 – Relações gráficas dos termos da modelo Bi-Linear adaptado de REIS (2000)	23
Figura 2.14 – Comportamento elastoplástico com endurecimento do material adaptado de (MORAES 2002)	24
Figura 2.15 – Curva corrigida pela equação da hipérbole Fonte: O Autor	25
Figura 2.16 – Curva transformada a partir da curva corrigida da Figura 2.15, aplicação do modelo hiperbólico Fonte: O Autor	26
Figura 2.17 – Gráfico para a obtenção de K e n do modelo hiperbólico Fonte: O Autor	26
Figura 2.18 – Variação do módulo volumétrico pela tensão confinante Fonte: O Autor	28
Figura 2.19 – Condição de contorno dos nós dos elementos Fonte: (GEO-SLOPE International Ltda 2009)	31
Figura 2.20 – Princípios do funcionamento do Inclínômetro (DUNNICLIFF & GREEN, 1993).	34
Figura 2.21 – Gráfico de leitura de um Inclínômetro fonte: KBM	35
Figura 2.22 – Esquema construtivo medidor de recalque tipo KM e detalhe placa intermediária com passagem de hastes (SILVEIRA 2006).	36
Figura 3.1 – Destaque para uma etapa de alteamento Fonte: KBM.....	38
Figura 3.2 – Separação em zona saturada e não saturada Fonte: KBM	39
Figura 3.3 – Localização dos instrumentos da barragem Fonte: KBM.....	39
Figura 3.4 – Curva de tensão e deformação corrigida a partir da curva original Fonte: O Autor	41
Figura 3.5 – Variação do Módulo de Elasticidade inicial (E_i) em função do nível de tensão Fonte: O Autor	42
Figura 3.6 – Trajetória de tensões corrigida para definição dos parâmetros de resistência do modelo elastoplástico Fonte: O Autor.....	43
Figura 3.7 – Correção da curva dos dados pela equação da hipérbole Fonte: O Autor	45
Figura 3.8 – Seção da barragem lançada no SIGMA-W Fonte: O Autor	46
Figura 3.9 – Definição da malha de elementos finitos. Fonte: KBM.....	47
Figura 3.10 – Tempos de alteamento considerados, de cima para baixo Fonte: O Autor.....	49
Figura 3.11 – Comparação entre as varias retas que correlaciona E_i por σ_3 no rejeito. Fonte: O Autor.....	52
Figura 3.12 – Correlação de $\text{Log } (E_i/\text{Pa})$ por $\text{Log } (\sigma_3/\text{Pa})$ a partir da reta selecionada na Figura 3.11 Fonte: O Autor	53
Figura 4.1 – Barragem Santo Antônio, estaqueamento do eixo e locação da seção instrumentada Fonte: KBM..	56
Figura 4.2 – Seção da estaca 25+00 e locação dos instrumentos instalados (adaptado do desenho KBM20-GT-DC-025-R0) Fonte: O Autor	56
Figura 4.3 – Histórico de alteamento da barragem e dos instrumentos instalados na seção da estaca 25+00 Fonte: O Autor	57
Figura 4.4 – Histórico da granulometria do rejeito, amostra coletada no <i>spigots</i> Fonte: KBM.....	60
Figura 6.1 – Variação do E 50% entre as curvas de tensão x deformação corrigida e a sem correção Fonte: O Autor	68
Figura 6.2 – Comparação entre o E 50% curva corrigida e curva do ensaio do aterro compactado não saturado Fonte: O Autor	69
Figura 6.3 – Comparação entre o E 50% curva corrigida e curva do ensaio do Aterro compactado saturado Fonte: O Autor	69

Figura 6.4 – Comparação entre o E secante a 50% da curva corrigida com o E secante da curva dos dados do Aterro Lançado Fonte: O Autor	70
Figura 6.5 – Variação do E secante entre as curvas de tensão x deformação no rejeito Fonte: O Autor	71
Figura 6.6 – E inicial, 50% e 100% obtido no Rejeito em função de σ Fonte: O Autor	72
Figura 6.7 – E secante a 50% no modelo hiperbólico e nos dados dos ensaios no aterro compactado não saturado Fonte: O Autor	73
Figura 6.8 – Comparativo entre o E secante a 50% dos dados dos ensaios e E inicial no hiperbólico do Aterro Compactado Saturado Fonte: O Autor	73
Figura 6.9 – Comparação entre o E secante 50% dos dados de ensaio e o E 50% no hiperbólico do Aterro Lançado Fonte: O Autor.....	74
Figura 6.10 – Comparação entre o E secante 100% dos dados de ensaio e o E 100% no hiperbólico do rejeito Fonte: O Autor	75
Figura 6.11 – E_i no modelo hiperbólico Fonte: O Autor	77
Figura 6.12 – Parâmetros c e ϕ no hiperbólico e Medido, do aterro compactado saturado Fonte: O Autor	78
Figura 6.13 – Comparativo entre as simulações dos modelos elastoplástico e hiperbólico com o recalque medido na Placa MR-25A (no rejeito) Fonte: O Autor.....	80
Figura 6.14 – Comparativo entre as simulações dos modelos elastoplástico e hiperbólico com o recalque medido na Placa MR-25C no rejeito Fonte: O Autor.....	80
Figura 6.15 – Hiato de leituras entre o início construtivo da Etapa 19 e a instalação dos Inclínômetros Fonte: O Autor	81
Figura 6.16 – Deflexão acumulada no Inclínometro IN 19-1 comparando as simulações dos modelos hiperbólico e elastoplástico Fonte: O Autor.....	82
Figura 6.17 – Variação das deformações simuladas em relação a deflexão acumulada no Inclínometro IN 19 – 1 Fonte: O Autor	83
Figura 6.18 – Deflexão acumulada inclinômetros IN 19 – 2 comparando as simulações dos modelos hiperbólico e elastoplástico	83
Figura 6.19 – Variação das deformações simuladas em relação a deflexão acumulada no Inclínometro IN 19 – 2 Fonte: O Autor	84
Figura 6.20 – Deflexão acumulada Inclínometro IN 19 – 7 comparando as simulações dos modelos hiperbólico e elastoplástico Fonte: O Autor.....	85
Figura 6.21 – Variação das deformações simuladas em relação a deflexão acumulada no inclinômetro IN 19 – 7 Fonte: O Autor	85

ÍNDICE DE FIGURAS ANEXAS

Figura. I.1 – Dados das curvas de tensão e deformação dos ensaios realizados no rejeito Fonte: KBM.....	97
Figura. I.2 – Dados das envoltória de resistência do rejeito Fonte: KBM	98
Figura. I.3 – Resultado de ensaio de adensamento realizado no rejeito Fonte: KBM	98
Figura. I.4 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 01 – Aterro compactado não saturado Fonte: KBM.....	99
Figura. I.5 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 02 – Aterro compactado não saturado Fonte: KBM.....	99
Figura. I.6 – Dados de resistência dos ensaios realizados nos Blocos 01 e 02 – Aterro compactado não saturado Fonte: KBM	100
Figura. I.7 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 01 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM	100
Figura. I.8 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 02 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM	101
Figura. I.9 – Dados de resistência dos ensaios realizados nos Blocos 01 e 02 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM	101
Figura. I.10 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 04 – Aterro lançado Fonte: KBM.....	102
Figura. I.11 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 05 – Aterro lançado Fonte: KBM.....	102
Figura. I.12 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 06 – Aterro lançado Fonte: KBM.....	103
Figura. I.13 – Dados de resistência dos ensaios realizados nos Blocos 04, 05 e 06 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM	103
Figura. II.1 – Condições de contorno Fonte: O Autor	109
Figura. II.2 – Malha de elementos finitos Fonte: O Autor	110
Figura. II.3 – Tensões totais verticais Fonte (kPa): O Autor	111
Figura. II.4 – Tensões máximas de cisalhamento (kPa) Fonte: O Autor	115
Figura. II.5 – Tensões totais paralelas ao eixo (kPa) Fonte: O Autor	116
Figura. II.6 – Tensões totais transversais ao eixo (kPa) Fonte: O Autor	117
Figura. II.7 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 0 a 8 (m) Fonte: O Autor	121
Figura. II.8 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 8 a 10 (m) Fonte: O Autor	122
Figura. II.9 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 10 a 11(m) Fonte: O Autor	123
Figura. II.10 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 11 a 12 (m) Fonte: O Autor	124
Figura. II.11 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 12 a 13 (m) Fonte: O Autor	125
Figura. II.12 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 13 a 14 (m) Fonte: O Autor	126
Figura. II.13 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 14 a 15 (m) Fonte: O Autor	127
Figura. II.14 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 15 a 18 (m) Fonte: O Autor	128
Figura. II.15 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 18 a 19 (m) Fonte: O Autor	129
Figura. II.16 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 19 a 20 (m) Fonte: O Autor	130
Figura. II.17 – Deslocamentos horizontais do final da etapa 18 ao final da 20 (m) Fonte: O Autor	133
Figura. II.18 – Tensões máximas de cisalhamento (kPa) Fonte: O Autor	137
Figura. II.19 – Tensões totais paralelas ao eixo (kPa) Fonte: O Autor	138
Figura. II.20 – Tensões totais transversais ao eixo (kPa) Fonte: O Autor	139
Figura. II.21 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 0 a 8 (m) Fonte: O Autor	143
Figura. II.22 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 8 a 10 (m) Fonte: O Autor	144
Figura. II.23 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 10 a 11 (m) Fonte: O Autor	145
Figura. II.24 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 11 a 12 (m) Fonte: O Autor	146
Figura. II.25 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 12 a 13 (m) Fonte: O Autor	147
Figura. II.26 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 13 a 14 (m) Fonte: O Autor	148
Figura. II.27 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 14 a 15 (m) Fonte: O Autor	149
Figura. II.28 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 15 a 19 (m) Fonte: O Autor	150
Figura. II.29 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 19 a 20 (m) Fonte: O Autor	151
Figura. II.30 – Deslocamentos horizontais do final da etapa 18 ao final da 20 (m) Fonte: O Autor	155

ÍNDICE DE TABELA

Tabela 2.1– Comparação entre o ângulo de atrito em areias compactada e não compactada (TERZAGHI e PECK 1955)	8
Tabela 2.2 – Valores de coeficientes de <i>Poisson</i> ν , segundo diversos autores	18
Tabela 2.3 – Módulos E (MPa), segundo diversos autores.....	20
Tabela 4.1 – Histórico dos alteamentos da barragem	55
Tabela 4.2 – Dados de instalação dos inclinômetros	58
Tabela 4.3 – Dados de instalação das placas de recalque	58
Tabela 4.4 – Localização dos blocos indeformados coletados para ensaios	59
Tabela 5.1 – Parâmetros calibrados pela simulação do modelo elastoplástico	62
Tabela 5.2 – Comparativo entre os recalques lidos e a simulação do modelo elastoplástico (medidas em metros).....	63
Tabela 5.3 – Deslocamentos horizontais simulados no elastoplástico, após a calibração, acumulados a partir do final do construtivo da etapa 18 até final do construtivo da etapa 20 (em milímetros)	64
Tabela 5.4 – Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico	64
Tabela 5.5 – Resultado dos recalques lidos e calculados modelo hiperbólico.....	65
Tabela 5.6 – Resultados da simulação dos deslocamentos horizontais no modelo hiperbólico (medidas em milímetros).....	66
Tabela 6.1 – Variação das curvas simuladas em relação às curvas reais (%)	86

1. INTRODUÇÃO

1.1.OBJETIVOS

A partir de resultados de ensaios triaxiais, simular o comportamento de uma barragem de terra instrumentada, construída para contenção de rejeitos, utilizando dois modelos numéricos de deformação: elastoplástico perfeito e hiperbólico, comparando-os às deformações reais medidas na barragem instrumentada, para se obter parâmetros reais de deformação calibrados.

Indiretamente, estudar os benefícios de cada modelo, ao mostrar as variações entre as deformações simuladas e as deformações reais quando aplicados em projetos onde se dispõe de poucas informações para tomadas de decisões expeditas.

1.2.JUSTIFICATIVA

O comportamento de barragens de terra há muito é estudado e é relativamente conhecido o comportamento mecânico dos materiais comumente utilizados. Entretanto, a maioria dos estudos é referente a barragens de terra construídas com a finalidade de gerenciamento de recursos hídricos de saneamento ou hidrelétrico, pouco é referente a barragens de terra construídas para conter rejeito de mineração.

O comportamento das barragens em si é semelhante, porém as barragens para rejeito possuem um condicionante especial que é o material contido, o qual tem características muito particulares, função do tipo de mineração, do beneficiamento e da forma como é depositado no reservatório.

No caso estudado, o material é proveniente da exploração de ouro a partir do beneficiamento do minério contido em filões de quartzo sulfetados. No processo de desmonte e beneficiamento do minério é gerado um rejeito com 38% de sólidos e 62% de água, a qual entra na composição para facilitar o transporte por tubos até o lançamento no reservatório (MONTE, et al. 2001).

Adequadamente o rejeito será caracterizado no decorrer da dissertação. Porém observa-se que ele se constitui em um material areno siltoso, com massa específica seca de aproximadamente de 18 kN/m^3 .

Após ser lançado o material sofrerá sedimentação – com os sólidos separando-se, por gravidade, da água – e na sequência deverá sofrer sedimentação e posterior consolidação. Esse processo resulta em grandes deformações verticais, todavia, com deformações horizontais desprezíveis (pois está confinado). Verticalmente há considerável aumentando da massa específica à medida que a pilha vertical é aumentada.

Tendo em vista o processo descrito, desde o beneficiamento até a consolidação, a interação entre o rejeito e o aterro compactado constitui-se em um tema complexo, de difícil determinação, pois o rejeito não possui parâmetros elásticos constantes ao longo da profundidade e determinar os limites das variações destes parâmetros é o grande desafio de se estudar estruturas semelhantes. Dessa forma, existe a necessidade de suprir a falta de conhecimento de parâmetros reais.

Uma forma útil de simular o comportamento de uma barragem, interagindo com o rejeito, é utilizar a modelagem numérica – embutida em programas computacionais comerciais – pois assim é possível variar os parâmetros de entrada forçando com que as deformações simuladas se aproximem ao máximo das deformações medidas em campo. Esse procedimento cria situações aproximadas da realidade de campo, as quais geram parâmetros mais confiáveis para serem utilizados em análises futuras.

A importância de se obter parâmetros de deformação calibrados, a partir de observações de campo, está ligada à melhor qualidade de análise em projetos civis, que tem aumentado consideravelmente nas últimas décadas. Junto com a demanda surgem soluções mais sofisticadas e a necessidade de melhor conhecimento técnico sobre o comportamento dos materiais.

Como exemplo da importância do conhecimento do comportamento de barragens, cita-se: na década de 2000 foram instaladas mais de 500 usinas hidrelétricas no Brasil, com recursos investidos que superaram R\$1,5 bilhão (ANEEL, 2010). Desse total o órgão não justifica quantos empreendimentos são de terra, de enrocamento ou de concreto, porém sabe-se que em todos eles são executados aterros em diversas etapas da construção das usinas, por exemplo, nas ensecadeiras de desvio, de proteção das estruturas e nos diques.

Como indicador desse avanço nos estudos de projeto de barragens pode-se tomar como base os estudos econômicos realizados pelo Ministério de Minas e Energia do Brasil (MME), apresentado como Plano Decimal de Expansão de Energia (PDE 2008-2017 vol. 01), no qual é previsto crescimento do consumo de energia de 4,8% ao ano entre 2008 2017, desde valores próximos 390.000 GW / h até valores que superam os 550.000 GW /h.

Um dos fatores que impulsionam a demanda de energia no país é o crescimento do setor da mineral, que tende a suprir o mercado externo, produzindo mais e consumindo mais. A produção maior terá reflexos diretos na produção de rejeito e que devem ser condicionados por tempos indeterminados em tanques ou áreas com essa finalidade.

Os minérios de Ferro, Ouro, Cobre e Bauxita (alumínio) são os mais produzidos no Brasil, conseqüentemente no processo de beneficiamento são os que mais produzem rejeitos. O Plano Nacional de Mineração 2030 (PNM 2030), publicado pelo MME, prevê aumento superior a 77% até o ano de 2015 na produção desses bens, passando de maior que 350 Mt (milhões de toneladas) em 2008, até alcançar a marca que supera os 620 Mt em 2015.

A obtenção de parâmetros mais próximos à realidade também é importante na questão social, pela prevenção de desastres ambientais os quais geram problemas sociais. Dois exemplos podem ser citados sobre o mal dimensionamento de obra: o rompimento das barragens de Algodões I e Algodões II em 27 e 28/05/2009 respectivamente, ambas no rio Algodões, no estado do Piauí, nas cidades de Buriti dos Lopes e Cocal.

No total foram afetadas mais de 15 mil pessoas, ficando de 1,5 mil desalojadas e 2,2 mil desabrigadas. Felizmente não houve óbitos (Defesa Civil em 20/04/2011 – www.defesacivil.gov.br/desastres). Os casos ocorreram porque as estruturas dos aterros não suportaram a carga de água em excesso, ocasionada pelo volume água acima do que foi projetado, ocasionando o rompimento do talude.

O mal dimensionamento das estruturas pela falta de parâmetros pode gerar problemas ambientais sérios, como o ocorrido no rio Corrente, em maio de 2009, quando a barragem de Espora rompeu-se por diversos problemas técnicos.

A onda que se formou teve reflexos por aproximadamente 50 km a jusante do barramento. Nesse evento não houve mortos ou feridos, mas a total destruição das margens foi grande, afetando faixas de até 200 m de cada lado do rio nos pontos mais meandantes

dele, sendo que, em algumas locais camadas de até 10 m altura de terra foi removida (fonte: observações feitas pelo autor durante execução de pesquisa não publicada).

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1.CRITÉRIO DE RUPTURA

As características físicas do solo que controlam a resistência são dadas pela constituição das partículas sólidas e da relação entre as fases líquida e gasosa (LAMBE e WHITMAN 1972, TAYLOR 1948, TERZAGHI e PECK 1955).

A fase sólida raramente é constituída por uma única fração granulométrica, sendo comum a interação de diversas frações, que variam desde argila até areia grossa ou cascalho (CRUZ, 1996). As partículas sólidas se organizam formando aglomerados de cristais, desenvolvendo estruturas controladas pela granulometria predominante, conhecida como porosidade primária. Essa organização das partículas gera espaços vazios entre, que serão preenchidos por água ou por ar.

Autores como Taylor (1948), Terzaghi Peck (1955) e Lambe e Whitman (1972) concordam que a deformação do solo ocorre pelo rearranjo das partículas quando sua estrutura é exposta a um certo nível de tensão, reduzindo os espaços vazios existentes.

Partindo-se desse princípio de variação de volume com o aumento da pressão é que se realiza o ensaio de adensamento, pois ele analisa justamente a diminuição do índice de vazios inicial à medida que os níveis de tensões são aumentado Figura 2.1 .

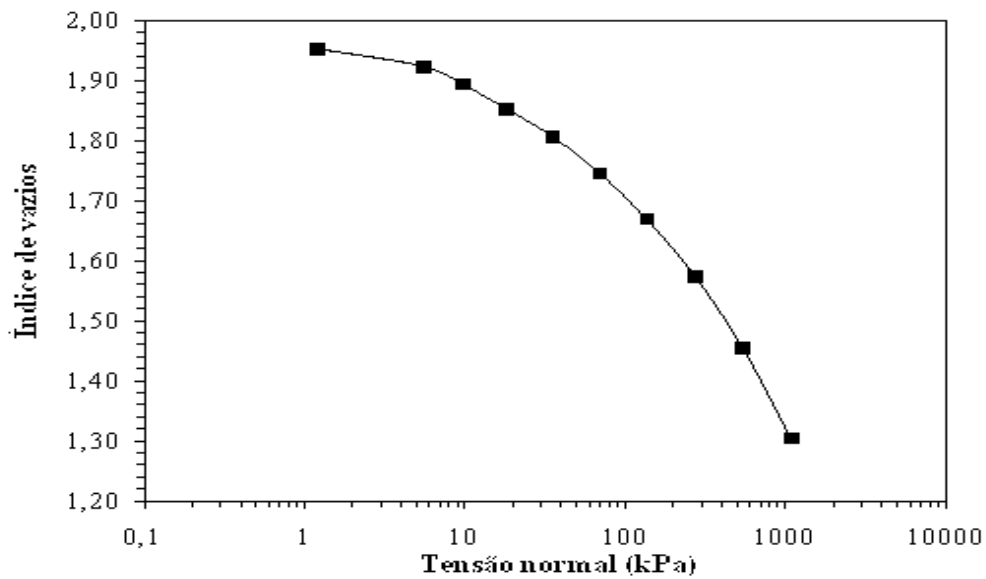


Figura 2.1 – Comportamento típico de um solo sob tensão Fonte: O Autor

Na prática o que ocorre pode é exemplificado na Figura 2.2, onde se admite que as partículas sólidas sejam constituídas por esferas perfeitas e que a força aplicada (σ_1) seja constante. Após certo período de tensão aplicada, os vazios contidos no solo foram reduzidos, com a instalação de uma deformação permanente no material ($\Delta\epsilon$).

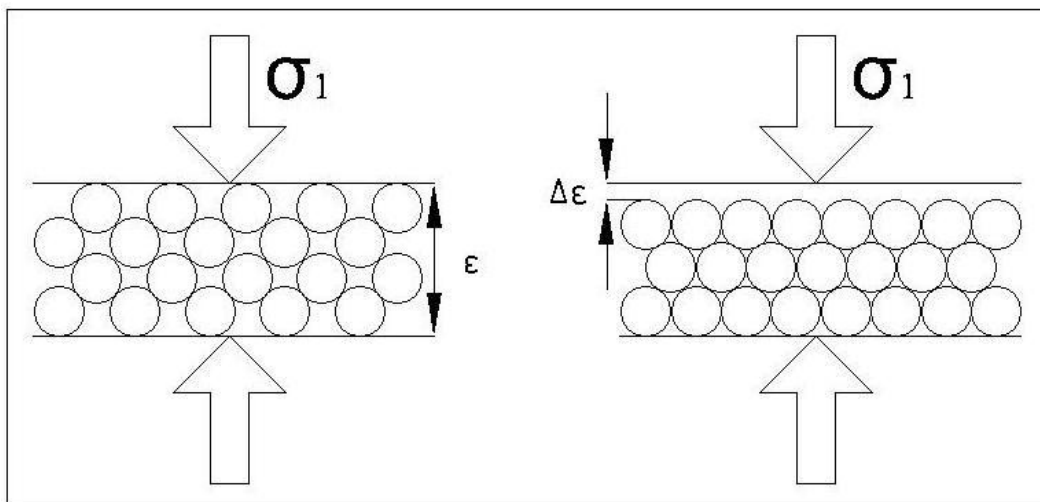


Figura 2.2 – Deformação teórica de aglomerado de esferas (LAMBE e WHITMAN 1972)

A Figura 2.2 foi utilizada (LAMBE e WHITMAN 1972) para demonstrar como a deformação em um solo ocorre, pois é possível visualizar os deslocamentos de cada partícula dentro do esqueleto. Entretanto, a movimentação das partículas está condicionada ao tipo de contato entre eles: se é pontual ou por arestas, ou pelo tipo de ligação que há entre elas, se há cimento ou não, pela forma dos grãos, variação do tamanho dos grãos e o entrosamento entre

eles. A variação entre essas características define dois parâmetros importantes no estudo dos solos: coesão “ c ” e ângulo de atrito “ ϕ ” – que condicionam grande parte dos fenômenos de deformação no solo.

Há duas formas de o solo apresentar coesão, a primeira ocorre pela capacidade das partículas se atraírem quimicamente nos pontos de contatos e está associada a natureza físico químicas das ligações (TERZAGHI e PECK 1955, LAMBE e WHITMAN 1972). Solos arenosos tendem a apresentar coesão zero ou próximo a zero, enquanto solos argilosos tendem a apresentar maior coesão.

Nos solos argilosos em situação não saturada a coesão ocorre porque as partículas dos minerais de argila, como as esmectitas, ilitas e caolinitas, possuem a capacidade de adsorver água nas camadas externas da sua estrutura, que por sua vez atrai as partículas próximas. Os solos argilosos tendem a perder a coesão com o aumento da umidade (TERZAGHI e PECK 1955). Esse tipo de coesão é denominada de coesão aparente.

Outro tipo de coesão é dado pela cimentação dos grãos nos pontos de contatos entre eles, que funciona como um tipo de agente *colante* (de ligação) entre os grãos. Essa ligação pode ser de vários tipos diferentes: ferroso, carbonático, silicoso, aluminoso, entre muitos outros (ALLEN e ALLEN 1990) – que confere a resistência do material em ambiente saturado. Esse tipo de coesão não convém ser tratada aqui, porque é uma característica específica de alguns tipos de solos em seus sítios de formação, por exemplo solo residuais ou solos lateríticos. O caso tratado aqui, entretanto, diz respeito a solos inconsolidados e a fundação é um material natural, portanto no solo inconsolidado esse tipo de estrutura do arcabouço é destruído pela remoção e compactação do material no aterro.

O parâmetro ϕ (ângulo de atrito) é determinado pelas características dos grãos que compõe o esqueleto solido do solo. Solos bem graduados e com cristais com arestas angulosas tendem a apresentar melhor entrosamento entre os grãos, traduzindo melhor resistência ao material. Na Tabela 2.1 é mostrada essa característica peculiar do solo pela simples comparação realizada entre areias compactadas e não compactadas, levando em consideração o grau de arredondamento dos grãos. Nesse caso o entrosamento dos grãos se torna mais decisivo para o ângulo de atrito que a compactação do material, pois a areia solta bem graduada e com os grãos angulosos possui ângulo de atrito próximo a amostra densa composta por grãos uniformes e arredondados.

Tabela 2.1– Comparação entre o ângulo de atrito em areias compactada e não compactada (TERZAGHI e PECK 1955)

Compactação	Uniforme/ Grãos arredondados	Bem graduada/ Grãos angulosos
Solta	28,5°	34°
Densa	35°	46°

Pela Figura 2.3 observa-se que a variação da tensão cisalhante provoca efeitos diferentes nos dois tipos de materiais. A areia fofa tende a se deformar mais e diminuir de volume, enquanto a areia compacta tende a formar um pico pronunciado e aumentar de volume. Isso ocorre porque na areia fofa há espaço entre os grãos para que arcabouço se reorganize, prova disso é a diminuição do volume. Entretanto, a areia compacta não possui espaço para uma reorganização dos grãos e tende a aumentar de volume e apresentar maior resistência ao cisalhamento.

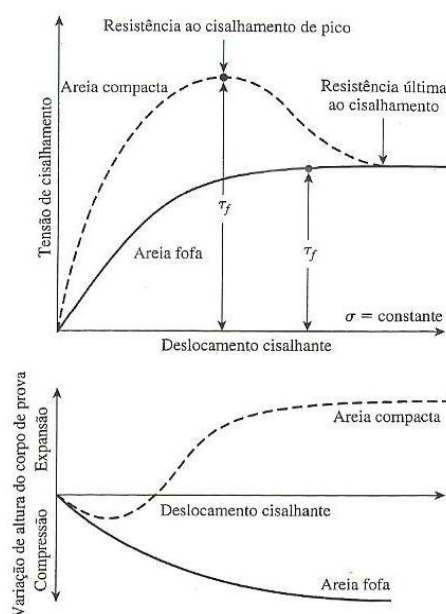


Figura 2.3 – Respostas típicas observadas nos ensaios de cisalhamento direto (DAS 2007)

Os termos C e ϕ são deduzidos a partir da fórmula básica da tensão aplicada a um plano qualquer:

$$\sigma = \frac{F}{A} \quad \text{Eq. 1}$$

Sendo F a força aplicada sobre uma área correspondente A . Essa tensão é considerada um vetor, que pode ser decomposta convenientemente em quantos vetores for necessário.

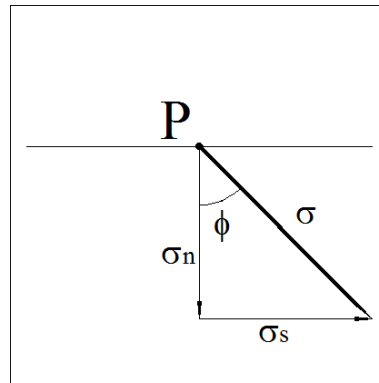


Figura 2.4 – Decomposição do vetor σ , aplicado no ponto P, em vetores normal σ_n e paralelo ou cisalhante σ_s (FIORI e CARMIGNANI 2009)

Pela dedução das componentes descritas na Figura 2.4 é possível se obter as seguintes relações (FIORI e CARMIGNANI 2009):

$$\sigma_n = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \cos 2\phi \quad \text{Eq. 2}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \sin 2\phi \quad \text{Eq. 3}$$

A dedução dessas equações foi apresentada em forma de gráfico por Mohr (1882) Figura 2.5. Entretanto, a relação entre os parâmetros C e ϕ havia sido proposta um século antes por Coulomb (1776), quando determinou a envoltória de resistência (FIORI e CARMIGNANI 2009):

$$\tau = c + \sigma_n \tan \phi \quad \text{Eq. 4}$$

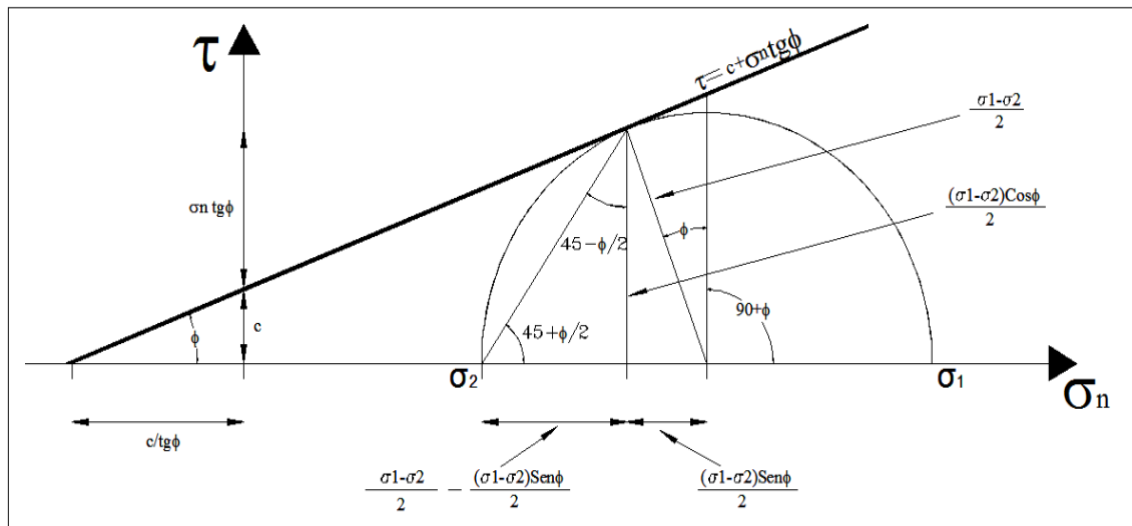


Figura 2.5 – Círculo de Mohr (FIORI e CARMIGNANI 2009)

A equação de Coulomb (1776) representa uma reta com função do tipo $y=b+ax$, onde b corresponde ao intercepto coesivo C , o termo x corresponde à tensão normal e o termo a corresponde à tangente do ângulo que faz a reta, passando pelo ponto de ruptura, até a reta dos vetores de tensões normais. Essa reta, denominada como envoltória de resistência, determina o limite de resistência do material, sendo que abaixo dela, o solo ainda não teria rompido.

Na análise de resistência do solo, é comum trabalhar com amostras condicionadas a tensões de confinamento diferentes, as quais apresentam tensões de cisalhamento distintas umas das outras. Ou seja, cada condição de contorno apresenta um círculo característico e quanto maior for a tensão confinante, maior será a resistência ao cisalhamento e maior será o círculo.

Por exemplo, na Figura 2.6 são apresentados os resultados de três ensaios triaxiais, executados sob tensões de confinamento diferentes. Cada nível de tensão demonstra uma curva característica com um pico de resistência máxima. Essas mesmas curvas são representadas graficamente na Figura 2.7 de onde são obtidos os parâmetros c e ϕ .

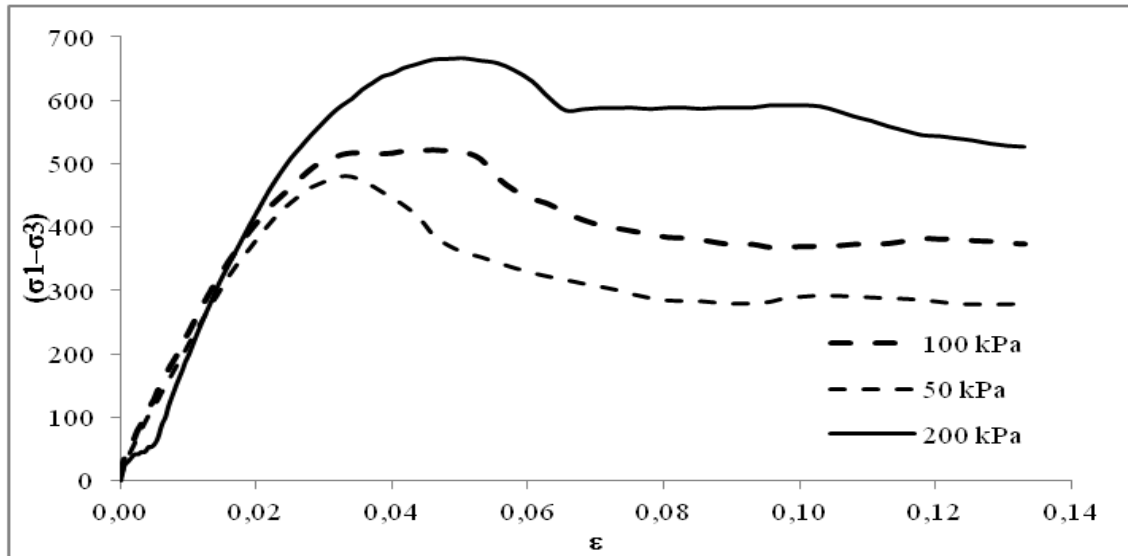


Figura 2.6 – Variação do nível de tensão e os pontos de ruptura Fonte: O Autor

Do gráfico de tensão desviadora e deformação (Figura 2.6) obtiveram-se as tensões de confinamento e as tensões normais, ou tensões axiais ao plano. Empregando-se as relações contidas na Figura 2.5 é possível chegar aos parâmetros de resistência do solo.

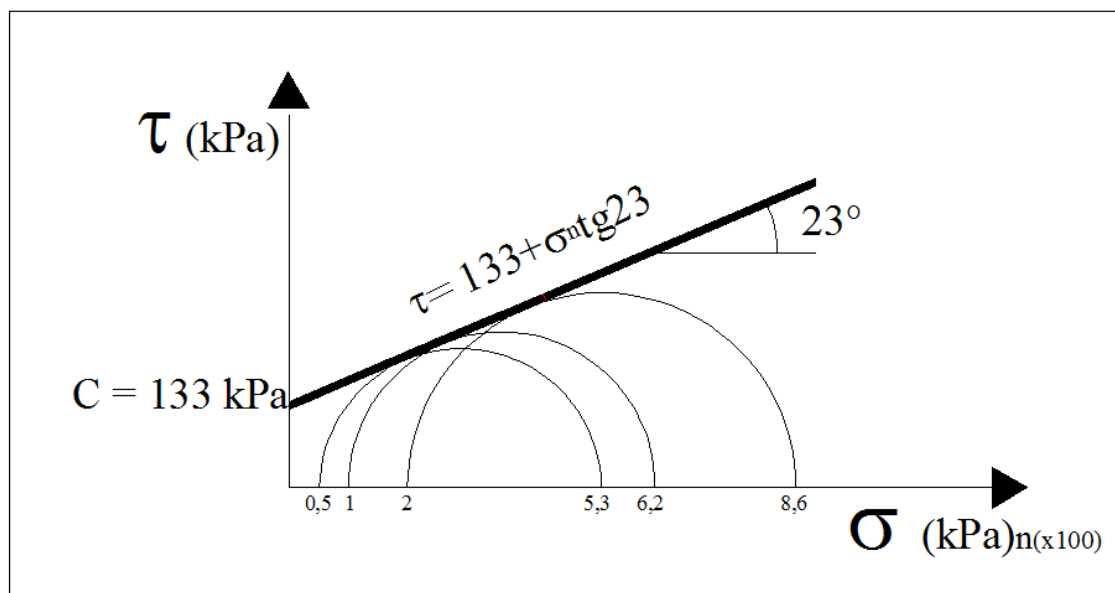


Figura 2.7 – Círculo de Mohr para os dados da Figura 2.6 Fonte: O autor

As tensões máximas podem ser representadas a partir de pontos coordenados p e q , que são pontos provenientes da interpretação do Círculo de Mohr, sendo p a coordenada do Círculo, ou a média entre as tensões principais maiores e menores, e q o raio do círculo, ou numericamente a metade da tensão desviadora (Figura 2.8).

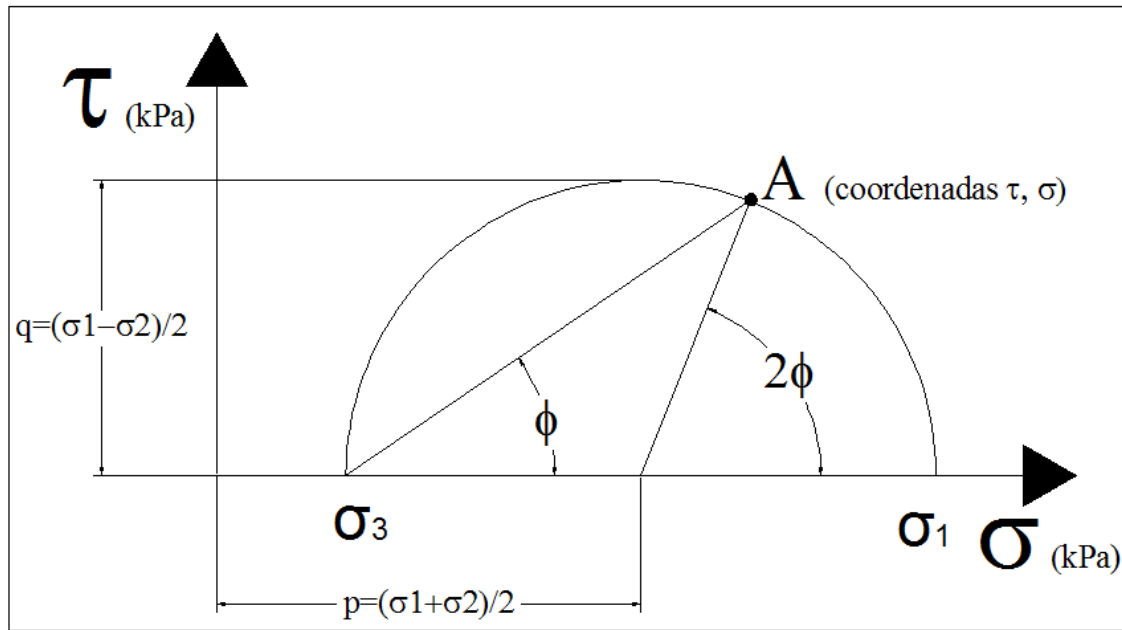


Figura 2.8 – Representação gráfica dos pontos p e q no Círculo de Mohr (Lambe e Whitman, 1972)

Lançando-se os dados de um mesmo ensaio em um gráfico p por q obtém-se pontos alinhados, que correspondem a trajetória de tensão que sofreu o solo durante o carregamento. Assim como no Círculo de Mohr a trajetória p X q tende a um limite de resistência que é definido pela envoltória de resistência de Mohr-Coulomb, que da mesma forma é convenientemente ajustada como uma reta com função conhecida (Lambe e Whitman, 1972):

$$q_f = a + p_f \tan \alpha \quad \text{Eq. 5}$$

Correlacionado à envoltória de Mohr-Coulomb pelas equações:

$$\sin \phi = \tan \alpha \quad \text{Eq. 6}$$

$$c = \frac{a}{\cos \phi} \quad \text{Eq. 7}$$

No gráfico da Figura 2.9 são representados em termos de p e q os dados contidos nos gráficos das Figura 2.6 e Figura 2.7. A envoltória retilínea delimita as trajetórias fazendo com que os pontos mais altos percorram-na.

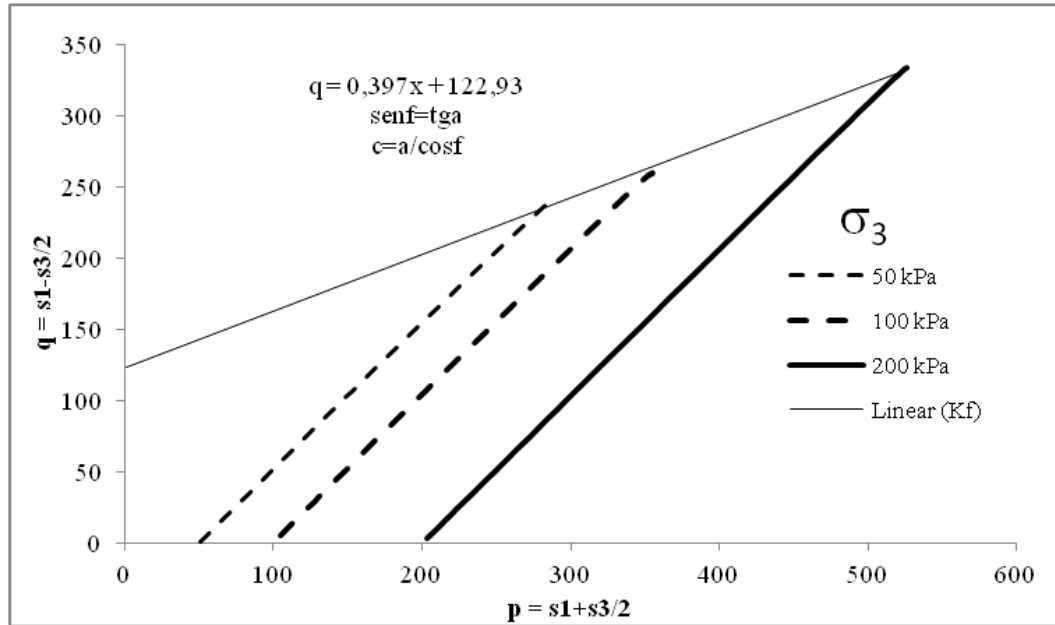


Figura 2.9 – Trajetória de tensões efetivas aplicada ao solo da Figura 2.6 Fonte: O Autor

Terzaghi e Peck (1955) apontam que “as tensões em qualquer ponto de um plano que atravessa uma massa de solo pode ser calculada a partir das tensões totais σ_1 , σ_2 e σ_3 que atuam nesse ponto. Porém, caso os poros do solo se encontrem preenchidos por água sob uma pressão u_w , as tensões principais totais são constituídas por uma pressão neutra ou intersticial, que atua sobre a água e as partículas sólidas em todas as direções em igual intensidade”. Resultado disso são as pressões efetivas dadas por, que representa um excesso de pressão neutra atuando diretamente sobre o esqueleto sólido, que por definição:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u; \sigma'_2 = \sigma_2 - u; \sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad \text{Eq. 8}$$

Nesses termos as equações de p e q passam a ter as seguintes configurações:

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \frac{(\sigma_1 - u) + (\sigma_3 - u)}{2} = \frac{\sigma_1 + \sigma_3 - 2u}{2} \quad \text{Eq. 9}$$

$$q = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{(\sigma_1 - u) - (\sigma_3 - u)}{2} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} \quad \text{Eq. 10}$$

Na Figura 2.10, Das (1997) demonstra a típica variação que ocorre em uma areia quando considerada a poro pressão em um ensaio triaxial adensado e não drenado. Nesse exemplo, por ser areia, a coesão permanece a mesma variando apenas o ângulo de atrito interno que passa de 23° para 26° . Os autores (TERZAGHI e PECK 1955) apontam que

“qualquer efeito medido devido à variação de tensões por compressão é devido exclusivamente pela mudança das tensões efetivas”.

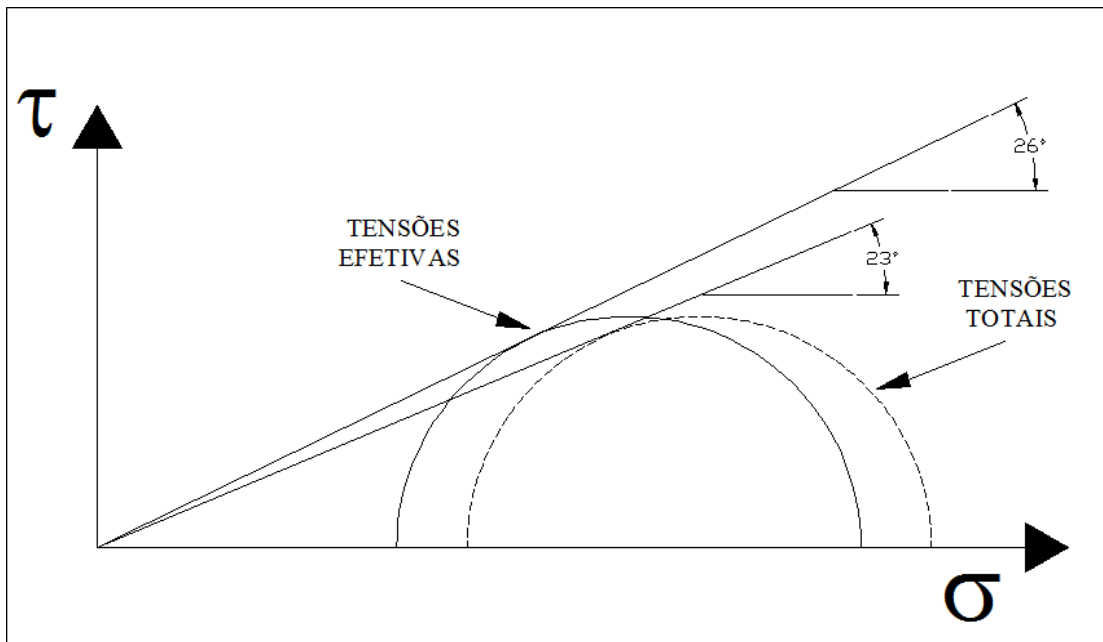


Figura 2.10 – Variação da resistência de uma areia considerando as poro pressões (DAS 2007)

2.2.TEORIA DA ELASTICIDADE APLICADA AO SOLO

Os vetores dos tensores σ_x , σ_y e σ_z que agem no solo em um ponto P podem ser decompostos conforme apresentado na Figura 2.11 em vetores de tensões de cisalhamento correspondente aos eixos coordenados X, Y e Z, que são denominadas como componentes de tensão no ponto P (TIMOSHENKO 1934).

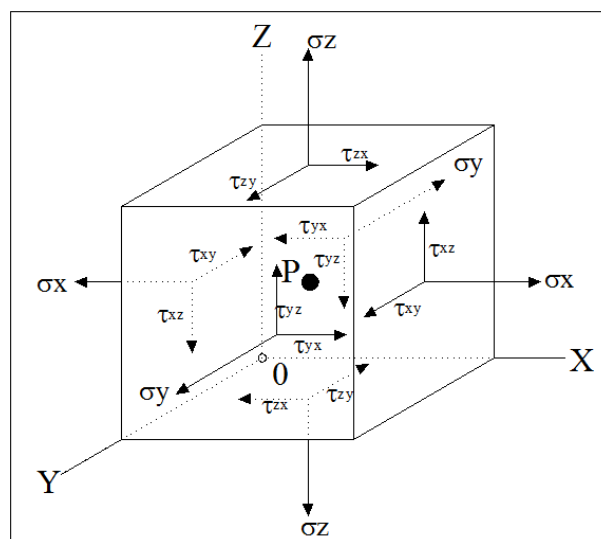


Figura 2.11 – Decomposição dos tensores de tensão e de cisalhamento em um ponto qualquer do solo (ROCHA 1950, TIMOSHENKO 1934)

Da figura conclui-se que seis vetores são suficientes para determinar as forças atuantes no ponto P:

$$\tau_{yx} = \tau_{xy}, \tau_{zx} = \tau_{xz}, \tau_{yz} = \tau_{zy} \text{ e } \sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$$

“Se o corpo sofre uma deformação e u , v e w são as componentes do deslocamento do ponto P , o deslocamento na direção x de um ponto adjacente A sobre o eixo x é, até a primeira ordem em dx ,

$$u + \frac{\partial u}{\partial x} dx$$

devido ao acréscimo $(\partial u / \partial x) dx$ da função u com o acréscimo da coordenada x . O aumento no comprimento do elemento Pa devido à deformação é, portanto, $(\partial u / \partial x) dx$. Consequentemente, o alongamento unitário, deformação linear ou deformação específica no ponto P , na direção x , é $\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}$. Da mesma forma pode ser mostrado que os alongamentos unitários nas direções y e z são dados pelas derivas $\partial v / \partial y$, $\partial w / \partial z$ ” (TIMOSHENKO 1934).

Pela descrição de Timoshenko (1934) entende-se que:

$$\varepsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x} \quad \varepsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y} \quad \varepsilon_z = \frac{\partial w}{\partial z}$$

Sendo ε_x , ε_y e ε_z são respectivamente os tensores de deformação nos eixos coordenados X , Y e Z (Figura 2.11).

Na Lei de Hooke uma tensão normal σ_z provoca uma deformação ε_z proporcional ao módulo de deformação do material (E) (ROCHA 1950):

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z}{E} \quad \text{Eq. 11}$$

Entretanto, os módulos E dos materiais “são acompanhados por componentes laterais de deformação, ou contrações, ν denominada coeficiente de Poisson” (TIMOSHENKO 1934), que pode ser definido como a razão entre a deformação

lateral pela deformação axial. As relações de E são igualmente válidas para os tensores em Z, Y ou X.

$$\nu = \frac{\varepsilon_x}{\varepsilon_z} = \frac{\varepsilon_y}{\varepsilon_z} \quad \text{Eq. 12}$$

Ou

$$\varepsilon_z = -\nu \frac{\sigma_z}{E} \quad \text{Eq. 13}$$

Caso sejam aplicadas tensões ortogonais aos três eixos coordenados, as deformações serão também ortogonais às tensões, portanto, o resultado é a soma das deformações, que é comumente expressa pelas três equações, referida como Lei de Hooke generalizada:

$$\varepsilon_x = \frac{1}{E} \{ \sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z) \} \quad \text{Eq. 14}$$

$$\varepsilon_y = \frac{1}{E} \{ \sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z) \} \quad \text{Eq. 15}$$

$$\varepsilon_z = \frac{1}{E} \{ \sigma_z - \nu(\sigma_y + \sigma_x) \} \quad \text{Eq. 16}$$

Ou seja, a variação volumétrica pode ser expressa como:

$$\varepsilon_{\text{volumétrico (vol.)}} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z \quad \text{Eq. 17}$$

Reescrevendo-a e aplicando as Eq. 14, Eq. 15 e Eq. 16 em Eq. 17, obtêm-se o módulo de variação volumétrica:

$$\varepsilon_{\text{vol}} = \frac{(\sigma_z + \sigma_y + \sigma_x)}{E} \cdot (1 - 2\nu) = \frac{3\sigma_0(1 - 2\nu)}{E} = \Delta V/V \quad \text{Eq. 18}$$

Aplicando-se Eq. 17 na Eq. 18 chega-se ao módulo de deformação volumétrica B.

$$B = \frac{E}{3(1 - 2\nu)} \quad \text{Eq. 19}$$

Admitindo-se as condições de contorno $\varepsilon_x = \varepsilon_y = 0$, aplica-se a Eq. 14 em Eq. 15 e vice e versa, obtêm-se:

$$\sigma_x = \nu(\sigma_y + \sigma_z) \quad \text{Eq. 20}$$

$$\sigma_y = \nu(\sigma_x + \sigma_z) \quad \text{Eq. 21}$$

Aplicando-se Eq. 20 em Eq. 21 obtêm-se:

$$\sigma_y = \sigma_z \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{Eq. 22}$$

$$\sigma_z = \sigma_y \frac{\nu}{1 - \nu} \quad \text{Eq. 23}$$

Das Eq. 22 e Eq. 23 em Eq. 14 define-se o módulo edométrico de deformação:

$$D = \frac{E(1 - \nu)}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \quad \text{Eq. 24}$$

Correlacionando Eq. 14, Eq. 15 e Eq. 16 em termos de tensões cisalhantes é obtido o módulo de cisalhamento G expresso pela Eq. 25.

$$G = \frac{E}{2(1 - \nu)} \quad \text{Eq. 25}$$

Por definição a relação entre a tensão horizontal pela tensão vertical ($\sigma_h/\sigma_v = 1$) é denominada de coeficiente de empuxo no repouso, ou simplesmente K . Os valores de K tendem a serem iguais a um em situações geostáticas ($\sigma_h/\sigma_v = 1$) ou maiores quando tensões horizontais superam as tensões verticais ou menores quando tensões verticais superam as tensões horizontais (LAMBE e WHITMAN 1972). Portanto, a Eq. 22 pode ser rescrita da seguinte forma:

$$k_0 = \frac{\sigma_y}{\sigma_z} = \frac{v}{1-v} \quad \text{Eq. 26}$$

Jaky (1944) em (LAMBE & WHITMAN, 1972; CRUZ, 1996) relaciona o ângulo de atrito interno do solo ao coeficiente de empuxo no repouso, levando em consideração dados experimentais em ensaios edométricos.

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \quad \text{Eq. 27}$$

Relacionando-se a Eq. 26 na Eq. 27 obtêm-se:

$$v = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 - \text{sen}\phi} \quad \text{Eq. 28}$$

Essa é uma aproximação muito útil se levar em consideração as limitações que a ela são impostas, por ser baseada em modelo isotrópico não atende a demanda de informações de variações de deformações nos diferentes eixos coordenados X, Y e Z Tabela 2.2.

Tabela 2.2 – Valores de coeficientes de *Poisson* ν , segundo diversos autores

MATERIAIS	AUTORES			
	Vallejo et al* (2002)	Bowles** (1988)	Poulos** (1975)	Converse** (1962)
Silte - Rejeito	-	0,30-0,35	0,30-0,35	-
Argila não saturada – Aterro não saturado	-	0,10-0,30	-	-
Argila saturada – Aterro Saturado	-	0,40-0,50	-	-
Argila plástica – Aterro lançado	-	-	-	0,40-0,45
Areia média – Filtro	-	-	0,30-0,35	-
Rocha alterada – Fundação em rocha alterada	0,01-0,31	-	-	-
Rocha – Fundação em rocha sã	0,01-0,31	-	-	-

* Valejjo et al (2002) compilaram os dados de Rahn (1996), Johnson e De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999) e Duncan (1999).

** Compilação de dados a partir de Bardet (1997).

O módulo de deformação E é definido como a razão entre a tensão aplicada e a deformação resultante. Entretanto, observa-se que a união dos pontos de um ensaio triaxial, plotados em um gráfico de tensão por deformação, desenvolve uma curva, na qual diferentes módulos podem ser obtidos em função da posição na curva estudada (Figura 2.12).

No estudo dos solos o módulo E poder ser tomado de duas formas: secante a curva, a partir da origem até o ponto de referencia nela; ou tangente a curva, imaginando uma reta que tangencie a curva no ponto considerado, possibilitando assim infinitos módulos tangentes. Embora seja possível, essa verdade não tem valor prático, pois os limites máximos e mínimos são suficientemente úteis na análise dos solos.

Quando se pretende trabalhar com pequenos incrementos de tensão, prevendo as deformações decorrentes, os módulos tangentes tornam-se importantes, sobretudo o módulo obtido no ponto de plastificação do material, o qual representa o menor módulo possível antes da plastificação. Em semelhante análise o modelo constitutivo de deformação que consegue prever essa nuance é o hiperbólico, proposto por Kondner (1963) e aprimorado por Duncan e Chang (1970). Esse modelo é detalhado no capítulo seguinte juntamente com o modelo elastoplástico perfeito.

Na prática, é comum admitir o trecho elástico da curva tensão e deformação como uma reta, possibilitando a obtenção de um único módulo de elasticidade, que é dado pela própria inclinação da reta. Essa simplificação é realizada com uma reta traçada desde a origem até o ponto de ruptura igual ao que é mostrado na Figura 2.12.

Entretanto, o módulo secante obtido no ponto de ruptura de forma alguma figura a melhor representação da característica elástica de um solo. Por exemplo: a Figura 2.12 representa a curva de tensão e deformação de um dado solo, com o ponto de ruptura ($\sigma_1 - \sigma_3$) próximo a 240 kPa e módulo $E=2.000$ kPa. Observa-se que esse módulo é 1/3 menor que o módulo inicial, corroborando o fato de que quanto mais próximo da origem, ou mais vertical a reta, maior o módulo E .

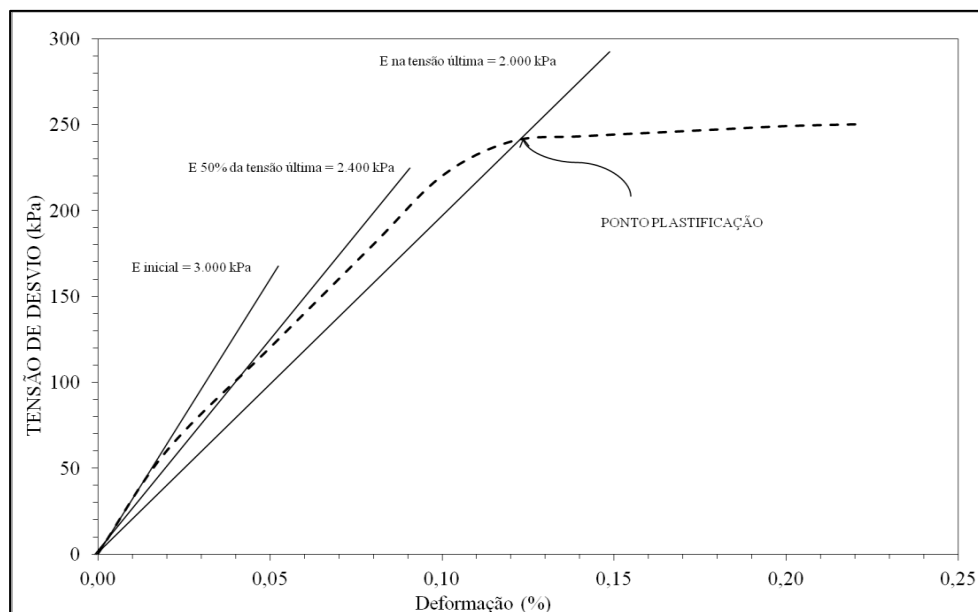


Figura 2.12 – Diferentes E na curva tensão e deformação Fonte: O Autor

Levando em consideração que E corresponde tensão necessária para que ocorra uma deformação unitária é comum trabalhar com valores médios ($E_{50\%}$), entre o módulo inicial E_i e o módulo secante na ruptura $E_{100\%}$. Lambe e Whitman (1972) salientam que trabalhar com o módulo secante obtido a partir 1/2 ou 1/3 da tensão desviadora no ponto de ruptura corresponde a maior segurança, porque nesses pontos são necessárias maiores tensões desviadoras para ocorrer a mesma deformação unitária.

Na Tabela 2.3 são comparados valores típicos para módulos E com referência a materiais semelhantes aos abordados na dissertação.

Tabela 2.3 – Módulos E (MPa), segundo diversos autores

MATERIAIS	AUTORES			
	Vallejo * et al. (2002)	Bowles** (1988)	Hallam ** et al.(1962)	Hunt*** (2005)
Silte - Rejeito	-	-	0,50-3	0,25-1,50
Argila não saturada – Aterro não saturado	-	25-250	-	-
Argila saturada – Aterro saturado	-	25-250	-	-
Argila plástica – Aterro lançado	-	2-20	3-10	-
Areia média - Filtro	-	10-25	20-80	-
Rocha alterada – Fundação em rocha alterada	60-390	-	-	79-101
Rocha – Fundação em rocha sã	60-390	-	-	79-101

* Valejo et al (2002) compilaram os dados de Rahn (1996), Johnson e De Graff (1988), Goodman (1989), Walthan (1999) e Duncan (1999).

** Compilação de dados a partir de Bardet (1997)

*** Compilação de dados a partir de Lambe e Whitman (1969)

2.3.MODELOS CONSTITUTIVOS

Ibanez (2003) descreve sucintamente quatro grupos de modelos constitutivos elásticos de deformação e deles derivado-se no mínimo outros seis modelos com complexidades diversas em função do meio considerado, seja isotrópico ou anisotrópico.

- Elástico
 - Linear
 - Não Linear
- Hiperelástico
- Hipoeelástico
- Quase lineares
 - Bi-Linear, perfeito
 - K-G
 - Hiperbólico
 - EC- k_0

Os modelos adotados na pesquisa foram elastoplástico e hiperbólico, ambos quase lineares. O primeiro é considerado o mais simples dos modelos constitutivos usados neste trabalho, pois depende apenas de dois parâmetros de deformação (E , ν) e dois parâmetros de resistência (C , ϕ) (IBÁÑEZ 2003). Entretanto, no hiperbólico são necessários sete parâmetros para desenvolver a hipérbole (E , ν , c , ϕ , R_f , K e n) (DUNCAN e CHANG, 1970).

2.3.1.MODELO ELASTOPLÁSTICO PERFEITO

O modelo bi linear é assim chamado porque a curva que o define é dividida em dois segmentos, porção elástica e porção plástica. A porção elástica, ou reta elástica, é definida pela Lei de Hooke que descreve que a deformação é função diretamente proporcional à tensão aplicada, levando em consideração a constante do material solicitado, ou $\sigma = K\varepsilon$. O parâmetro K é a constante do material considerado, portanto, para o estudo de solos é possível considerar $K=E$ (Módulo de Elasticidade ou Módulo de Young) (FRANÇA 2006).

A deformação ε_t do material é dada pela somatória de duas componentes de deformação: $\varepsilon_{\text{reversível}}$ e $\varepsilon_{\text{irreversível}}$. A variação dessas componentes determina a inclinação da

curva de tensão e deformação, que são controladas pelas características do material (IBAÑEZ 2003).

MODELO LINEAR

No modelo linear (descreve bem o comportamento de materiais rígidos, como o aço) o material só experimenta as deformações plásticas definitivas ao atingir o ponto de tensão de escoamento ou de ruptura σ_y , ou seja, a tensão desviadora alcança a tensão de escoamento e a deformação específica passa a ser igual à deformação de plastificação (REIS 2000, FAGLIONI 2006), podendo ser apresentados pelos condicionantes:

$$\sigma < \sigma_y | \varepsilon = \varepsilon_p$$

A componente σ corresponde à tensão desviadora, σ_y a tensão de escoamento, ε a deformação específica e ε_p a deformação de plastificação.

O modelo elastoplástico linear, por analogia, simula o comportamento de um corpo conectado a uma mola sendo tracionado. O comportamento da mola determina o trecho elástico da curva, pois ao eliminar a tensão aplicada o material volta à posição anterior, enquanto o comportamento do corpo simula a porção plástica, pois o movimento só acontecerá quando a força aplicada superar o atrito entre a peça e o substrato e a partir desse momento toda tensão aplicada acarretará em deformação (REIS 2000, FAGLIONI 2006).

As relações elásticas e plásticas podem ser descritas como:

$$\sigma = \sigma_y | \varepsilon = \varepsilon_e$$

$$\sigma \geq \sigma_y | \varepsilon_{vol.} = \varepsilon_e + \varepsilon_p$$

O termo ε_e corresponde a deformação elástica do material.

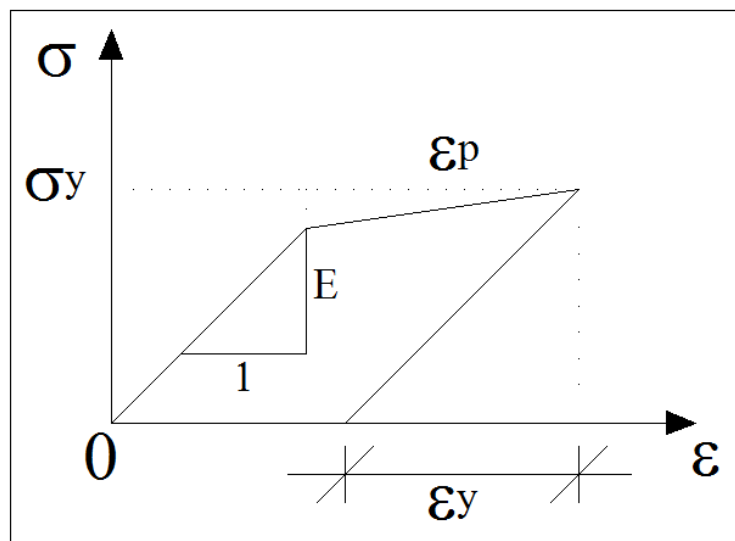


Figura 2.13 – Relações gráficas dos termos da modelo Bi-Linear adaptado de REIS (2000)

A relação de tensão e deformação da Figura 2.13 corresponde à situação elástica perfeitamente plástica, pois depois de atingida a tensão de escoamento o material experimenta a deformação linear sem haver acréscimo de tensão (MORAES 2002).

MODELO NÃO LINEAR

No modelo não linear o material passa por um trecho de endurecimento, no qual a deformação torna-se permanente, representado na Figura 2.14 pelo segmento AB. Até o ponto A o material experimenta pequenas deformações a pequenos acréscimos de tensão, possivelmente voltando a um estado de deformação próximo a condição original. Do ponto A até o ponto B o solo sofre deformações consideráveis a constantes acréscimos de tensões, presume-se que nesse estágio ao cessar a tensão aplicada o material não retornaria ao estado inicial, pois ele já estaria passando por um processo de endurecimento, com os cristais da sua estrutura sendo rearranjados (MORAES 2002). Após esse estágio de endurecimento o material estaria suscetível ao escoamento no qual há grandes deformações sem consideráveis acréscimos de tensões.

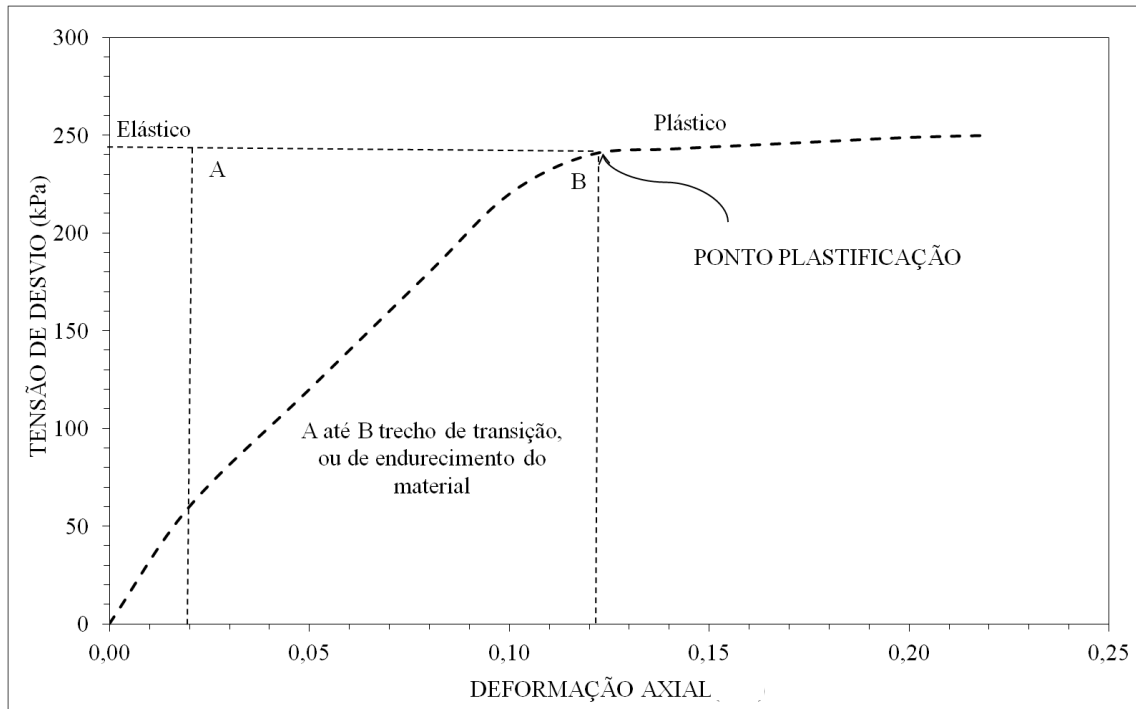


Figura 2.14 – Comportamento elasto-plástico com endurecimento do material adaptado de (MORAES 2002)

2.3.2.MODELO HIPERBÓLICO

Em 1963 Kondner lançou as bases para o modelo hiperbólico quando definiu a equação da hipérbole do gráfico da tensão desviadora pela deformação axial.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} \quad \text{Eq. 29}$$

Os parâmetros $\sigma_1 - \sigma_3$ correspondem à tensão desviadora, ε_a à deformação axial, a a inclinação inicial da hipérbole ou a tangente do ângulo inicial dela e b ou β corresponde à assíntota da reta de deformação plástica (Figura 2.15).

Duncan e Chang (1970) reescrevem a equação da hipérbole, acrescentando a razão de ruptura ao segundo termo do denominador da equação de Kondner (1963).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b\varepsilon_a} = \frac{\varepsilon_a}{\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon_a R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}}} \quad \text{Eq. 30}$$

No mesmo *paper* os autores introduzem a equação de Jambú (1963) que representa a hipérbole como módulo inicial Ei como uma função da tensão de confinamento σ_3 , condicionada por duas variáveis k e n , que são parâmetros adimensionais, determinados empiricamente, e Pa a pressão atmosférica, comumente assumida como 101,3 kPa. Esses parâmetros são obtidos pelo gráfico da Figura 2.17.

$$E_i = k \cdot Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad \text{Eq. 31}$$

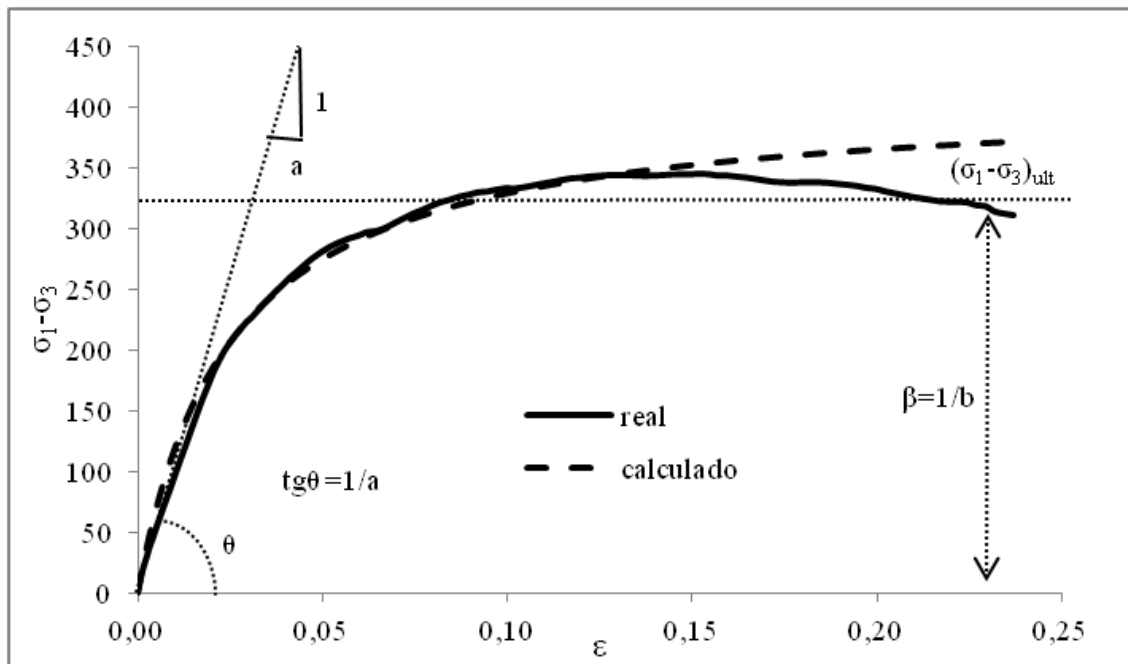


Figura 2.15 – Curva corrigida pela equação da hipérbole Fonte: O Autor

Na prática o valor de Ei e $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$ são obtidos a partir de uma transformação da curva da Figura 2.15 para uma nova curva que correlaciona $\varepsilon/(\sigma_1 - \sigma_3)$ com ε_a Figura 2.16. A depender do tipo do material essa curva pode apresentar sua convexidade voltada para cima ou para baixo, implicando uma difícil interpretação para qual segmento da reta considerar.

Antevendo isso, Duncan e Chang (1970) sugeriram, empiricamente, que a reta para a obtenção desses parâmetros deva ser tomada entre os pontos correspondentes a 70% e 95% da tensão de ruptura Figura 2.16.

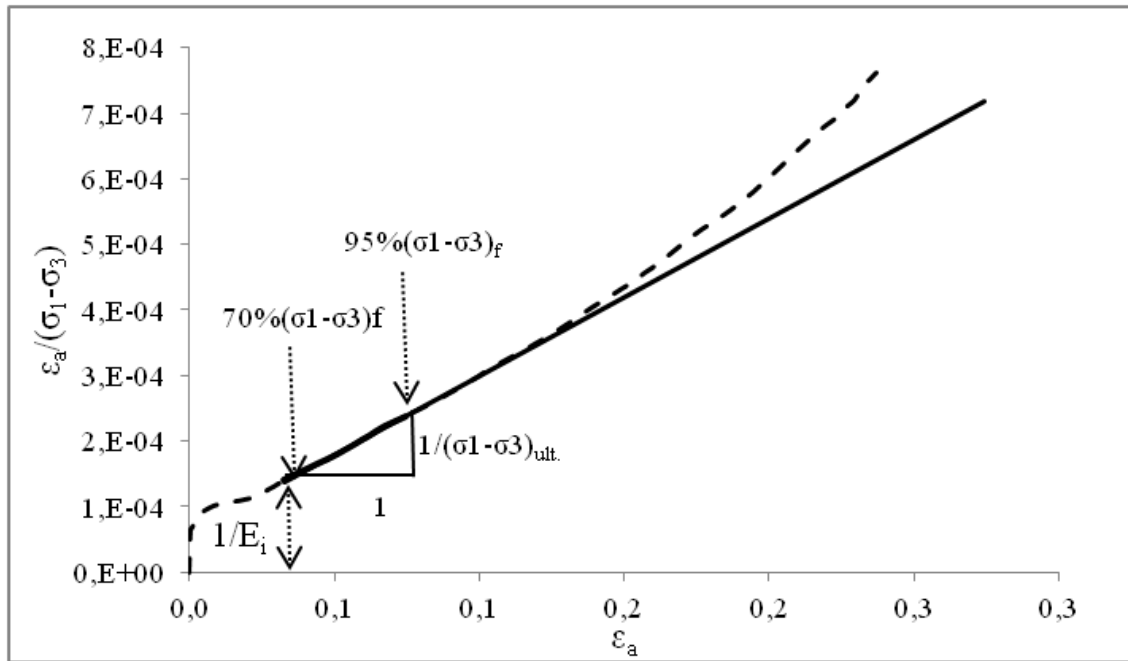


Figura 2.16 – Curva transformada a partir da curva corrida da Figura 2.15, aplicação do modelo hiperbólico Fonte: O Autor

Os passos descritos não apresentam os parâmetros de forma direta, é necessário realizar diversas interações entre a $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult.}$, $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ e Ei até se chegar a uma reta corrigida que corresponda a hipérbole verdadeira.

$$E_i = 1/a$$

$$b = 1/(\sigma_1 - \sigma_3)$$

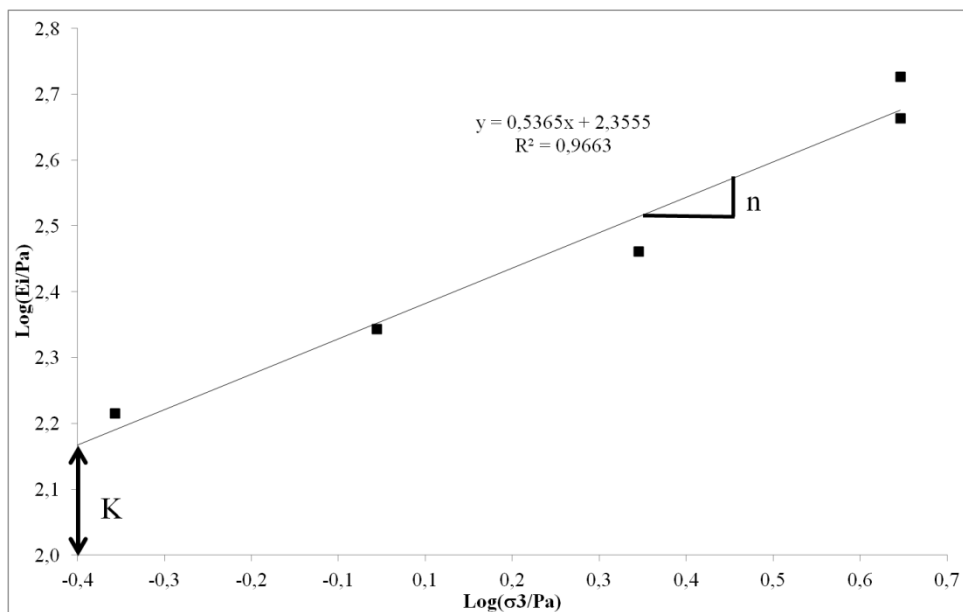


Figura 2.17 – Gráfico para a obtenção de K e n do modelo hiperbólico Fonte: O Autor

O modelo hiperbólico é conveniente ao estudo das deformações na barragem porque ele consegue prever variações volumétricas levando em consideração a variação da tensão de confinamento, seguindo o mesmo conceito proposto pela equação de Jambu (1963) Eq. 32, conforme equação abaixo:

$$B = k_b P_a (\sigma_3 / P_a)^m \quad \text{Eq. 32}$$

Entretanto, para se obter os parâmetros K_b e m da equação é necessário calcular o Módulo Tangente E_t pela derivação da equação da hipérbole, proposta por Kondner (1963) e pelos parâmetros do critério de ruptura Mohr-Coulomb proposto por Duncan e Chang (1970):

$$E_t = \left[1 - \frac{R_f (\sigma_1 - \sigma_3) (1 - \sin \phi)}{2c \cos \phi + 2\sigma_3 \sin \phi} \right]^2 k P_a \left(\sigma_3 / P_a \right)^n \quad \text{Eq. 33}$$

Com o valor de E_t é possível determinar o Módulo de Deformação Volumétrica B utilizando-se a relação da teoria da elasticidade para a variação da deformação volumétrica. Duncan e Chang (1970) sugerem que o valor de E_t utilizado no cálculo de B seja obtido no ponto $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$, porque é onde houve a maior deformação antes da plastificação.

$$B = \frac{E_t}{3(1 - 2\nu)} \quad \text{Eq. 34}$$

Repete-se os procedimentos de obtenção de B para todas as tensões de confinamento (σ_3) , plotando os valores no gráfico de $\text{Log}(B/P_a)$ por $\text{Log}(\sigma_3/P_a)$ (Figura 2.18) e dele obtido os parâmetros adimensionais K_b e m .

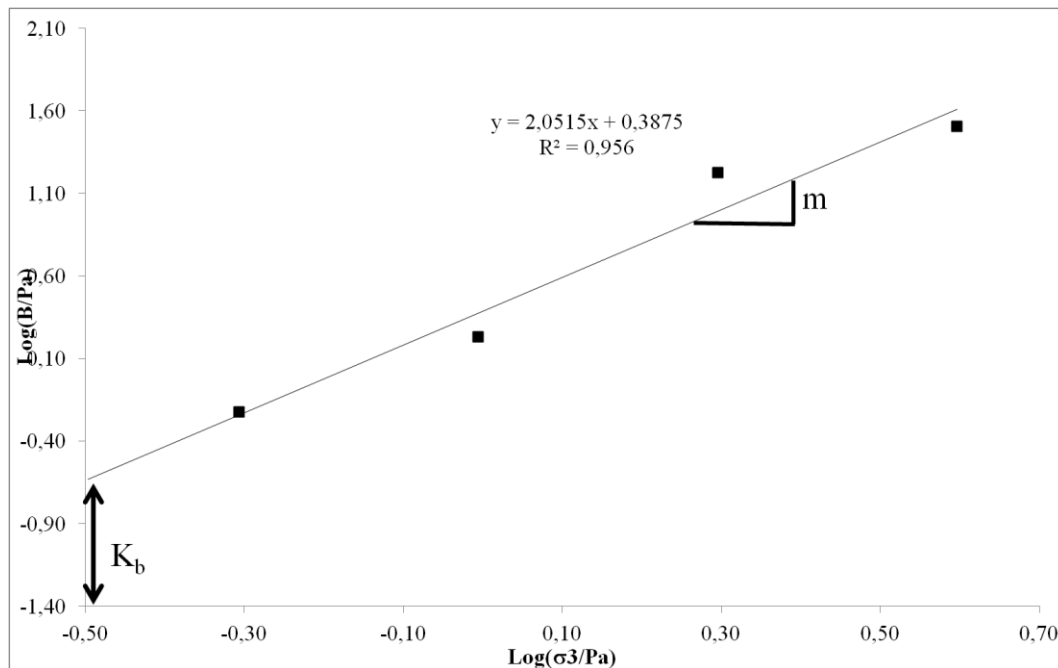


Figura 2.18 – Variação do módulo volumétrico pela tensão confinante Fonte: O Autor

2.4.MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Na pesquisa utilizou-se o método dos elementos finitos como ferramenta embutida dentro do programa SIGMA/W, o qual permite ao operador a alteração dos parâmetros dos materiais e a discretização do contínuo, porém não permite que sejam realizados quaisquer tipos de intervenção na forma como é calculado o problema. Portanto, a apresentação do Método dos Elementos Finitos, nesse caso, limita-se à interpretação do SIGMA/W.

O MEF é baseado no conceito de subdivisão do contínuo em pequenas partes, predizendo qual o comportamento individual de cada uma delas e o comportamento delas em conjunto. Cada parte forma um polígono quadrado ou triangular e as extremidades desses polígonos são chamadas de nós. A divisão do contínuo é chamada de discretização ou malha e os polígonos são chamados de elementos finitos.

Três fundamentos controlam o desenvolvimento do MEF:

1. Discretização;
2. Propriedades dos materiais; e
3. Condições de contorno.

Esses elementos são governados por uma equação que determina as suas inter-relações, que é chamada de equação governante, a qual será apresentada na sequência.

2.4.1.DISCRETIZAÇÃO

Nesse item são definidos a geometria, a área e o volume dos elementos, bem como os nós e a distância entre eles, atribuindo propriedade física a cada elemento.

Os nós são elementos importantes para a análise e possuem propostas diretas nas suas utilizações, por exemplo:

- a) A posição coordenada deles determina a característica geométrica dos elementos, tais como: comprimento, volume e área;
- b) Determina os limites de influência dos parâmetros de cada material;
- c) Constituem-se como elo entre os demais elementos;
- d) Cada modelo constitutivo é governado por equações que determinam características a cada elemento e aos nós que os delimitam; e
- e) A equação governante baseia-se nas características de cada nó.

Os elementos que se inter-relacionam devem possuir nós em comum para serem considerados conectados, dando continuidade às regiões de cada material. Mesmo que os elementos pertençam a regiões diferentes os nós devem ser comuns aos elementos que estão conectados.

A equação que descreve cada nó dos elementos finitos depende diretamente do grau de liberdade, isso significa que na análise de tensão e deformação 2-D há dois graus de liberdade para cada nó, definidos pelos eixos coordenados X e Y. Isso implica que para cada nó serão resolvidas duas equações, uma para cada direção.

A construção da malha de elementos finitos é realizada automaticamente no SIGMA/W, no qual se permite eleger os tipos de elementos em estruturado (quadrados), não estruturado (triangular) ou misto (parte triangular e parte quadrado). O programa permite ainda delimitar áreas ou regiões com as mesmas características de materiais. A construção automática dos elementos é muito útil, otimizando o tempo para a realização de outras tarefas importantes, pois *a construção da malha pode se constituir em uma tarefa mais difícil que a resolução da equação governante* (GEO-SLOPE International Ltda 2009).

2.4.2.PROPRIEDADES DOS MATERIAIS

Do ponto de vista do MEF as propriedades de cada material dependem do modelo constitutivo que se pretende utilizar. Alguns modelos necessitam de mais parâmetros que outros, implicando diretamente na solução das equações que governam cada modelo.

O modelo hiperbólico descrito por Kondner (1963) e adaptado por Duncan e Chang (1970) prevê três módulos de elasticidade e deles são determinadas todas as características dos materiais: Módulo Tangente Inicial (E_i), Módulo Tangente (E_t) e Módulo de Carregamento e Descarregamento (E_{ur}).

$$E_i = KPa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad \text{Eq. 35}$$

$$E_t = \left(1 \frac{R_f(\sigma_1 - \sigma_3)(1 - \sin\phi)}{2c(\cos\phi) + 2\sigma_3\sin\phi} \right)^2 E_i \quad \text{Eq. 36}$$

$$E_{ur} = K_{ur}Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^{n_{ur}} \quad \text{Eq. 37}$$

O modelo elastoplástico é formulado baseando-se em que a deformação ocorre pela soma do incremento de deformação plástica e da deformação elástica:

$$d\varepsilon = d\varepsilon^p + d\varepsilon^e \text{ ou } d\varepsilon^e = d\varepsilon^p - d\varepsilon \quad \text{Eq. 38}$$

Apenas o incremento de deformação elástica $d\varepsilon^e$ causa a deformação, ou:

$$d\sigma = [C_e]d\varepsilon^e \text{ ou } d\sigma = [C_e](d\varepsilon - d\varepsilon^p) \quad \text{Eq. 39}$$

A dedução das equações no modelo elastoplástico são extensas e fogem às intenções desse capítulo e do trabalho, portanto, sugere-se a leitura de Smith e Griffiths (1988), Bathe (1982), Sergerlind (1984) e Zinkiewicz e Taylor (1989) (GEO-SLOPE International Ltda 2009). Todavia, os parâmetros utilizados no modelo elastoplástico são módulo elástico (E_i), Poisson (ν), coesão (c) e ângulo de atrito interno (ϕ).

2.4.3.CONDIÇÕES DE CONTORNO

Esse fundamento determina como devem se comportar os elementos da malha predizendo quais as suas condições e características. No SIGMA/W há aplicativos que facilitam a sua utilização e enfatizam o uso para situações específicas. Contudo, dois critérios são importantes para a análise por MEF: a determinação dos limites, ou o limite das direções que a tensão irá atuar e o tipo carregamento que cada elemento sofrerá.

A Figura 2.19 mostra como a limitação da forças nos nós ocorre. Foi determinado que não houvesse deslocamento, ou deslocamento zero, nas bordas da malha colocando a marcação vermelha em forma de triângulo nas bordas. Isso incorre que nessas terminações o material não sofrerá deformação, delimitando o problema nesses pontos.

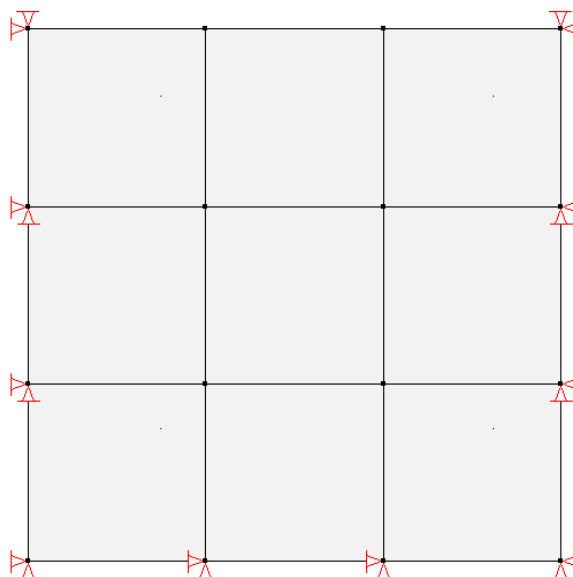


Figura 2.19 – Condição de contorno dos nós dos elementos Fonte: (GEO-SLOPE International Ltda 2009)

Cada elemento possui uma forma específica, seja triangular ou quadrada, que lhe confere área e volume. Para cada elemento são atribuídos parâmetros de peso específico, inerente ao material que está correlacionado. Em cada elemento é calculado o peso específico pelo seu volume, aplicando o resultado como força em cada nó do elemento.

2.4.4.EQUAÇÃO GOVERNANTE

O MEF calcula a interação entre os elementos a partir de uma equação que faz previsões dessa interação e os seus resultados:

$$\int [B]^T [C] [B] dv \{a\} = b \int \langle N \rangle^T dv + p \int \langle N \rangle^T dA + \{F_n\} \quad \text{Eq. 40}$$

Onde:

$[B]$ = Matriz de deformação;

$[C]$ = Matriz constitutiva;

$\{a\}$ = Vetor coluna do incremento nodal x e y;

$\langle N \rangle$ = Função vetor de interpolação;

A = Área do elemento;

V = Volume do elemento;

b = Unidade de intensidade de força de corpo;

p = Incremento de pressão; e

$\{F_n\}$ = Incremento de carregamento nodal.

$$[B] = \begin{bmatrix} \frac{\partial N_1}{\partial x} & 0 & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & 0 & \frac{\partial N_8}{\partial y} \\ 0 & 0 & \dots & 0 & 0 \\ \frac{\partial N_1}{\partial x} & \frac{\partial N_1}{\partial y} & \dots & \frac{\partial N_8}{\partial x} & \frac{\partial N_8}{\partial y} \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 41}$$

$$[C] = \frac{E}{(1 + \nu)(1 - 2\nu)} \begin{bmatrix} 1 - \nu & \nu & \nu & 0 \\ \nu & 1 - \nu & \nu & 0 \\ \nu & \nu & 1 - \nu & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 - 2\nu/2 \end{bmatrix} \quad \text{Eq. 42}$$

A equação constitutiva Eq. 42 é a mesma utilizada no modelo linear elástico.

2.5.INSTRUMENTAÇÃO EM BARRAGENS

Há diversos tipos de equipamentos utilizados na auscultação de obras, bem como diversos fabricantes. Segundo CRUZ (1996), os instrumentos utilizados podem ser classificados conforme em três categorias em função da proposta de utilização:

- Local onde será instalado:
 - Solo, concreto e maciço rochoso.
- Pelo funcionamento do transdutor:

- Mecânico, ótico, elétrico, pneumático e hidráulico.
- Pela grandeza medida:
 - Nível de água, pressão neutra, tensão total, deslocamento, vazão e aceleração.

Para obter as descrições detalhadas de cada equipamento e sua funcionalidade sugere-se a leitura de (DUNNICLIFF e GREEN 1993) e (SILVEIRA 2006). Neste texto são apresentados alguns aspectos mais importantes sobre inclinômetros e medidores de recalques, que são os instrumentos de medida de deslocamentos instalados na barragem e usados nas análises de deformação.

2.5.1.INCLINÔMETROS

Inclinômetro é um tipo de equipamento idealizado para medidas de deslocamentos, sejam verticais ou horizontais, comumente empregado no monitoramento de taludes em obras rodoviárias, barragens, escavações a céu aberto e na mineração (SILVEIRA, 2006).

O instrumento é constituído por um conjunto de tubos de alumínio ou PVC que possuem quatro ranhuras dispostas transversalmente opostas. A principal característica dele é a possibilidade da determinação dos deslocamentos horizontais em duas direções ortogonais, ao longo do comprimento do tubo de leitura.

O tubo guia dos inclinômetros geralmente possui diâmetros entre 70 mm e 85 mm, confeccionado de metal leve e flexível. Ele é executado dentro do maciço que se pretende monitorar e é impreterivelmente engastado na fundação da obra.

As leituras são realizadas por um torpedo, que é baixado dentro do furo, e que é dotado de um sensor que identifica pequenas variações de posicionamento. Essas variações possuem como base de referência a primeira leitura realizada pelo equipamento, no momento da instalação do tubo guia. Com o avanço do torpedo dentro do tubo ele vai realizando leituras que são armazenadas no datalogger. Essas leituras são posteriormente transmitidas para o computador e tratadas. O princípio básico do equipamento e da realização das leituras é sintetizado na Figura 2.20.

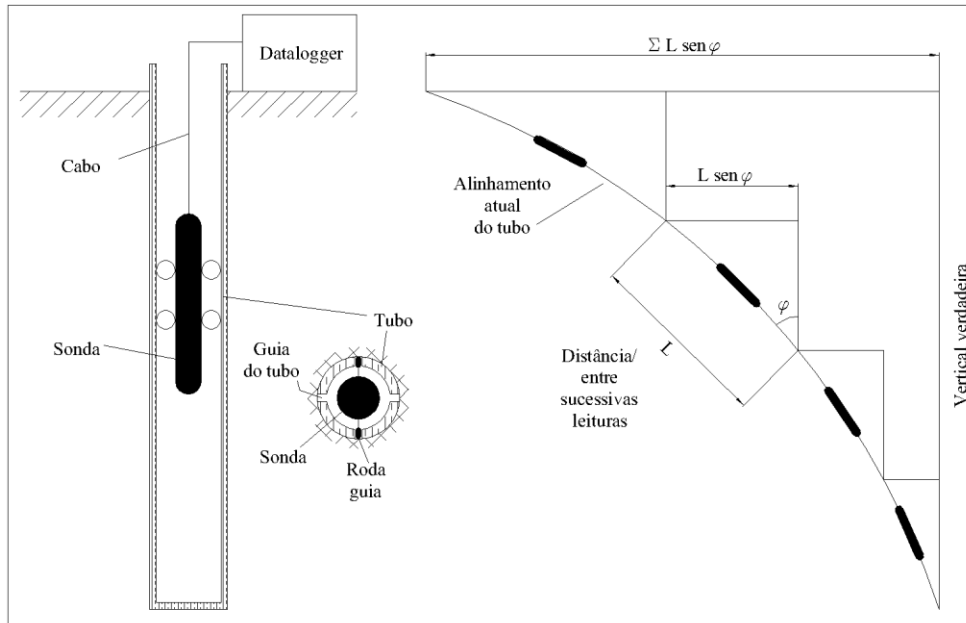


Figura 2.20 – Princípios do funcionamento do Inclinômetro (DUNNICLIFF & GREEN, 1993).

As respostas das leituras são dados numéricos transformados em gráficos e planilhas para a melhor visualização. As leituras são realizadas periodicamente (estipulado pelo usuário) e o acompanhamento da evolução das deflexões é realizada comparando as respostas da última leitura com a leitura anterior Figura 2.21

A linha vermelha vertical na Figura 2.21 corresponde a leitura realizada no momento da instalação do tubo guia, a linha cinza corresponde a segunda leitura e a preta a terceira leitura. Visualmente é possível identificar que houve a deflexão do tubo guia, pois o gráfico mostra a migração da linha original (vermelha) para a direita (preta), com a variação de 120 mm desde sua instalação.

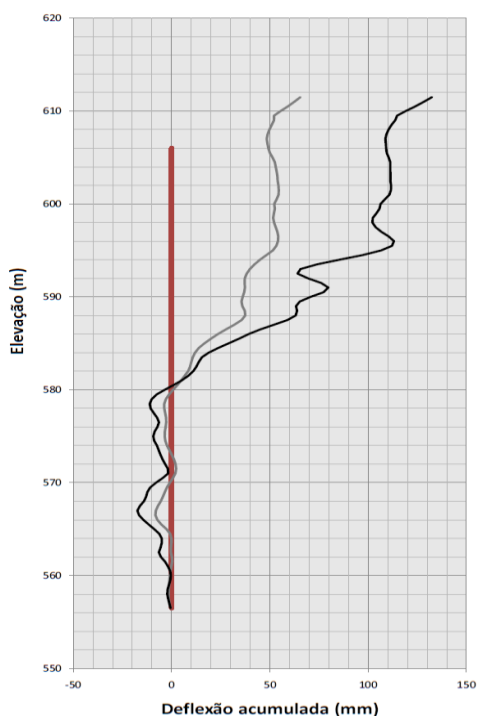


Figura 2.21 – Gráfico de leitura de um Inclinômetro fonte: KBM

Deve-se cuidar para que o tubo seja instalado o mais verticalmente possível, para reduzir a possibilidade de erros. Quando os tubos-guias são instalados concomitantemente com a construção da barragem as condições de alinhamento são melhores, porém é necessário que seja realizada a primeira leitura que servirá de referencia para as demais. Porém, quando a instalação é realizada a partir de furos de sondagem, particularmente quando estes são relativamente profundos, precisa-se tomar cuidado com a conexão dos tubos-guias e com a orientação das ranhuras internas, pois isso pode criar falsas interpretações de leituras (SILVEIRA, 2003).

2.5.2.MEDIDORES DE RECALQUE VERTICAL

São equipamentos instalados para medir os recalques verticais em aterros compactados ou taludes naturais (CRUZ, 1996). As leituras desses equipamentos são executadas por medidas topográficas, corrigidas a partir da primeira leitura realizada na instalação. Os medidores de recalque são muito úteis para o desenvolvimento da obra, pois acompanha a evolução do projeto demonstrando diretamente os recalques em tempo real (SILVEIRA 2006).

São quatro os tipos de medidores de recalque: tipo tubos telescópicos, tipo USBR, tipo KM e tipo magnético (DUNNICLIFF e GREEN 1993, SILVEIRA 2006). Na barragem estudada foram instaladas placas do tipo KM, portanto serão descritas apenas esse tipo de equipamento.

TIPO KM

Consiste em um tubo de 25 mm, chumbado verticalmente no ponto onde se deseja monitorar os deslocamentos, que serve como guia para o restante da composição. A cada trecho do aterro construído são instaladas placas horizontais junto ao tubo guia de onde partem hastes solidárias de 10 mm em direção ao topo. Cada placa possui perfurações circulares que permitem que as hastes dos níveis inferiores passem do nível que se está atravessando, sem sofrer influência. O tubo guia permite que as hastes fiquem livres, refletindo os deslocamentos sofridos em cada placa, sem que haja qualquer influência para as medidas (SILVEIRA 2006)

As medidas são realizadas em superfície a partir de levantamentos topográficos, ou por medidas diretas utilizando um paquímetro, tendo como referência o tubo guia. As leituras são da ordem de milímetros e de fácil obtenção, não necessitando pessoal especializado (SILVEIRA 2006).

Na Figura 2.22 mostra-se o perfil típico da instalação de um medidor tipo KM e a instalação de uma placa intermediária e os furos de passagem das hastes.

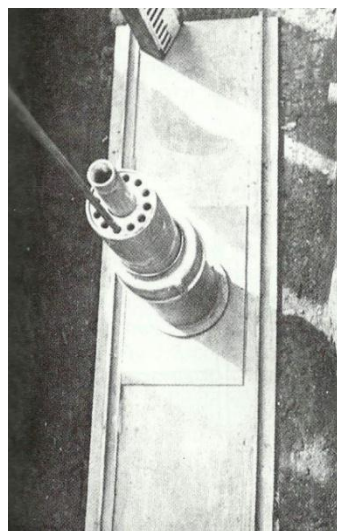
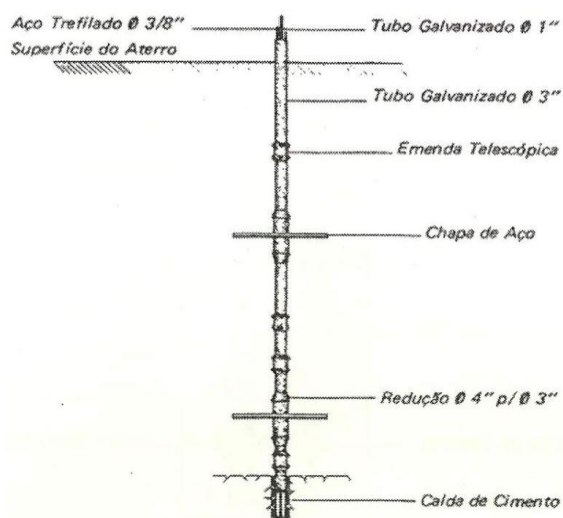


Figura 2.22 – Esquema construtivo medidor de recalque tipo KM e detalhe placa intermediária com passagem de hastes (SILVEIRA 2006).

3. MÉTODO DE PESQUISA

3.1.ORIGEM DOS DADOS

Os dados utilizados na pesquisa, referentes aos ensaios geotécnicos e instrumentação, foram disponibilizados em meio digital pela Kinross Brasil Mineração, sucessora da Rio Paracatú Mineração que iniciou a execução da barragem.

Focou-se a utilização de três grupos de dados principais: histórico de leituras dos instrumentos instalados, resultados de ensaios triaxiais dos materiais e a geometria do conjunto. Como material de apoio ao desenvolvimento da pesquisa utilizaram-se dados de ensaio de adensamento do rejeito, cisalhamento do material da fundação e caracterização granulométrica do rejeito.

3.2.TRATAMENTO DOS DADOS

O desenvolvimento da pesquisa teve diversas etapas em sequência, nas quais uma dependia da outra, necessitando separar os dados em grupos de acordo com suas naturezas. Por exemplo, dados referentes à posição dos equipamentos, desenho e datas de alteamento foram tratados como geometria da barragem; dados da leitura de equipamentos instalados foram tratados como Instrumentação; e dados de laboratório e histórico de ensaios tratados como dados de ensaio.

3.2.1.GEOMETRIA

Construtivamente a barragem é composta por aterro compactado, aterro lançado, o rejeito, filtro vertical e tapete drenante, assentados sobre solos residuais. Na seção estudada a fundação é totalmente em solo residual de Filito.

Na Figura 3.1 destacou-se uma etapa de alteamento para salientar como cada etapa de alteamento foi tratada (nível escuro dentro do corpo da barragem). Observar que o alteamento é contínuo entre o aterro compactado, o aterro lançado e o rejeito, o qual resulta em uma figura geométrica única com os seus contatos superior e inferior marcando, respectivamente, o início da etapa seguinte e o final da etapa anterior. Essa é uma medida para

tornar mais fácil a manipulação dos dados, pois na realidade o aterro compactado não foi executado juntamente com o lançado e muito menos com o rejeito.

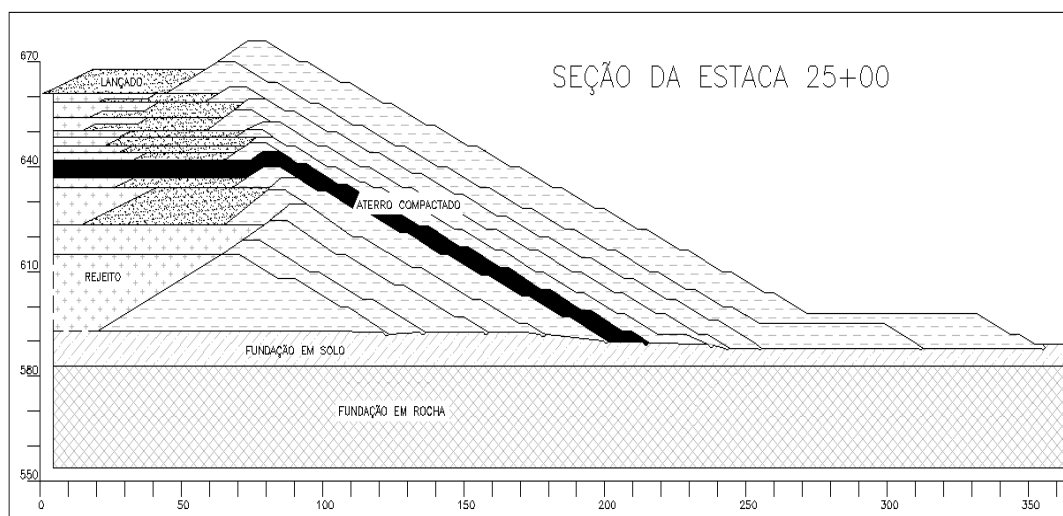


Figura 3.1 – Destaque para uma etapa de alteamento Fonte: KBM

Ainda na Figura 3.1 observar que os polígonos das etapas de alteamentos mantiveram os limites de cada material, formando polígonos menores correspondentes ao aterro compactado, lançado e rejeito. Esses polígonos possuem vértices e lados conhecidos em eixos coordenados X, Y e Z, ou pontos coordenados. Esses pontos foram computados em uma planilha dentro do programa SIGMA-W, o qual faz uso para desenhar a geometria do conjunto.

Importante simplificação foi tomada com relação à geometria, admitindo-se que toda a área a montante e abaixo do filtro ou tapete drenante esteja na condição saturada, pois não se pretende trabalhar com curva de retenção de umidade ou sucção mátrica, tão pouco fazer uma avaliação da variação do nível de água no maciço levando em consideração o tempo. A geometria correspondente a essa medida é apresentada na Figura 3.2 onde são observadas duas zonas distintas, a montante e abaixo do filtro e outra a jusante.

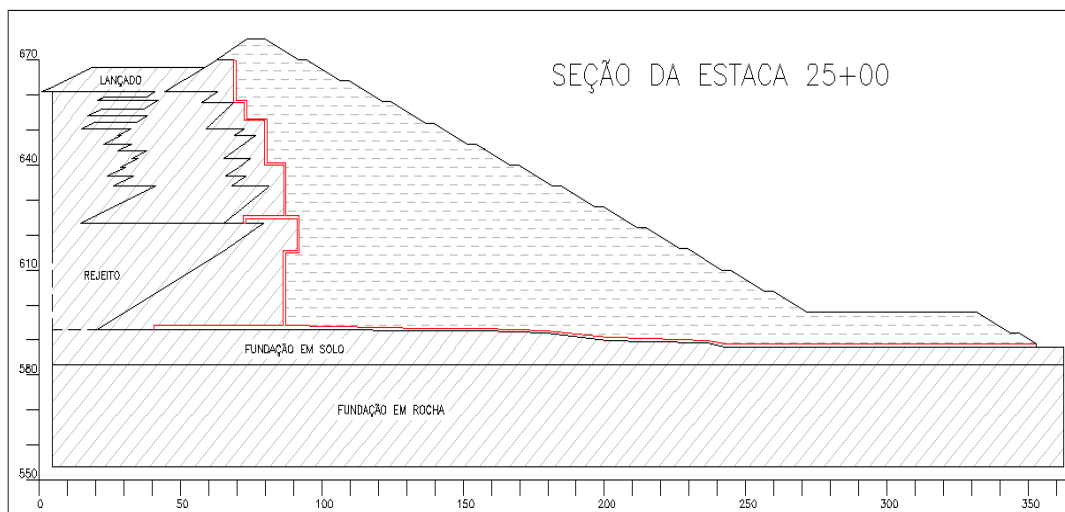


Figura 3.2 – Separação em zona saturada e não saturada Fonte: KBM

A fundação da barragem é formada por uma camada de solo residual de filito, com espessura variável e composição variável. Todavia, por tratar-se de um valor médio, considerou-se uma camada de 10 m de espessura de solo residual e abaixo disso a rocha pouco alterada de filito até a profundidade de 50 m.

3.2.2. INSTRUMENTAÇÃO

Os dados utilizados são provenientes das leituras históricas de suas Placas de Recalque instaladas no aterro lançado MR-25C e MR-25A, também de três Inclínômetros instalados no aterro compactado, no espaldar de jusante IN 19.1, IN 19.2 e IN 19.7 (Figura 3.3).

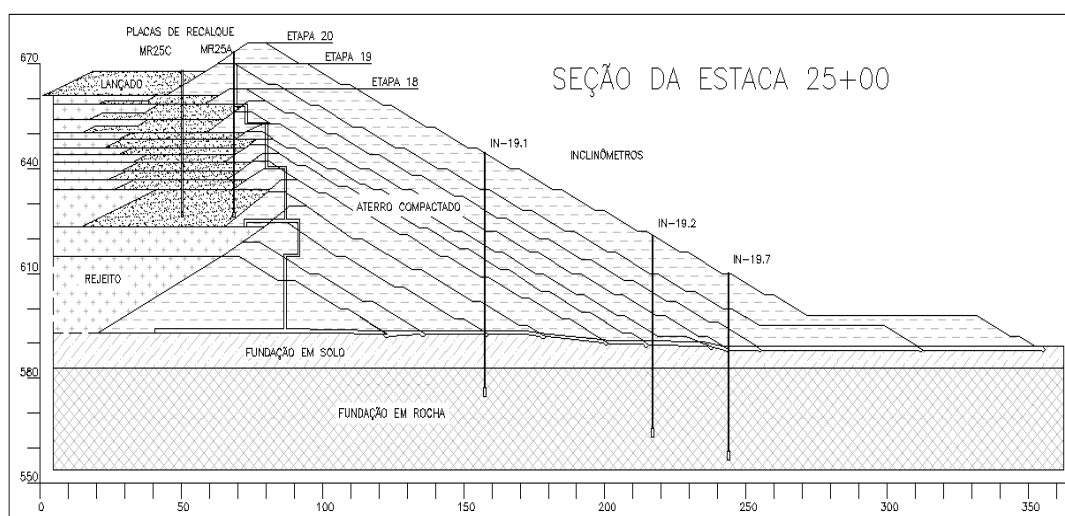


Figura 3.3 – Localização dos instrumentos da barragem Fonte: KBM

As informações referentes às leituras dos inclinômetros e das placas de recalque foram fornecidas em formato *.xls na forma de gráficos e planilhas, agrupadas convenientemente para o entendimento dos técnicos que monitoram a barragem. As leituras das placas estão agrupadas de ano em ano e os inclinômetros de mês a mês, muitas vezes com mais de duas leituras mensais.

A barragem possui diversos instrumentos instalados ao longo de toda a sua área, contudo os equipamentos disponíveis correspondentes a seção 25+00 são os instrumentos citados. Contudo, a eleição dessa seção teve como critério eventos históricos de plastificações na crista da barragem.

O tratamento dos dados seguiu a seguinte ordem: primeiro separaram-se os arquivos dos inclinômetros IN 19 - 1, IN 19 - 2 e IN 19 - 7 e as placas de recalque MR - 25A e MR - 25C dos demais arquivos dos instrumentos, por corresponderem aos instrumentos da seção selecionada. Posteriormente, foram tratados os dados numéricos de deflexão e recalque, elaborando planilhas de profundidade/deformação nos inclinômetros e recalque/deformação nas placas, as quais serviriam de referência para as análises dos resultados das simulações.

3.2.3.DADOS DE ENSAIO

Os resultados dos ensaios triaxiais dos materiais foram recebidos no formato XLS como planilhas e gráficos de tensão x deformação e trajetórias de tensões p q , os quais são apresentados no Anexo I, ao final da dissertação.

A partir dos gráficos e das tabelas a pesquisa tomou dois caminhos distintos na obtenção do Módulo E (Módulo de Young). Isso ocorre porque os modelos constitutivos elastoplástico bi-linear e hiperbólico são distintos na concepção e na abordagem, além disso, utilizam parâmetros obtidos de maneira diferentes.

O elastoplástico perfeito necessita dos parâmetros: E , ν , ϕ , γ , c e k_0 . No modelo hiperbólico, além desses parâmetros são necessários a obtenção de K e n . Nesse modelo a curva de tensão e deformação é corrigida por uma equação e os parâmetros são obtidos a partir dessa correção (ver capítulo 2.3.2 onde ele é descrito).

TRATAMENTO DOS DADOS NO ELASTOPLÁSTICO BI LINEAR

Para o Modelo elastoplástico a primeira ação foi corrigir a curva de tensão e deformação em duas retas. A primeira reta corrigida é a que corresponde ao trecho plástico da curva e a segunda corresponde ao trecho elástico. O critério para a correção da reta plástica foi determinar a tensão desviadora correspondente ao ponto de inflexão entre os dois trechos, elástico e plástico, ou a tensão de ruptura. A reta plástica corresponde à média entre o ponto de ruptura e o ponto correspondente a máxima tensão desviadora medida Figura 3.4.

O critério de correção da segunda reta admitiu como referência a deformação no ponto de ruptura, ou ponto de plastificação, e o seu reflexo na reta plástica corrigida. Ligando esse ponto à origem obteve-se a reta elástica corrigida e o módulo E como mostra a Figura 3.4.

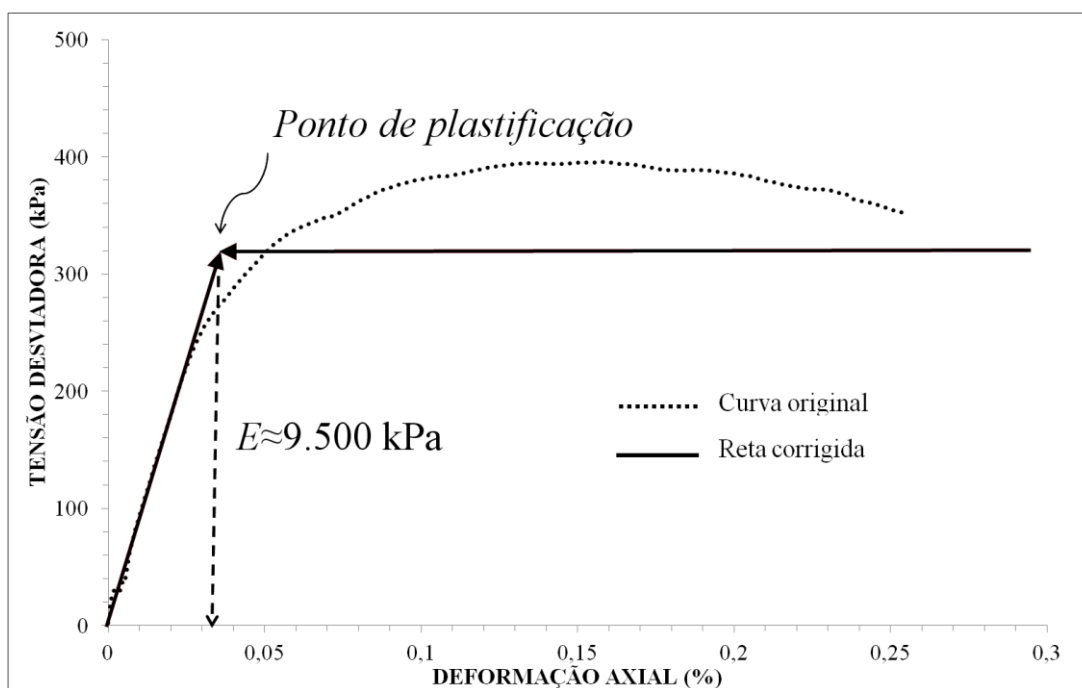


Figura 3.4 – Curva de tensão e deformação ajustada pelo modelo Fonte: O Autor

A partir dos gráficos de tensão deformação, foram obtidos os módulos de deformação iniciais (E_i) para cada tensão de confinamento, compondo o gráfico de E_i por σ_3 da Figura 3.5. Traçando-se uma linha de tendência, que passa pelos pontos $E_i \times \sigma_3$ obtidos, definiu-se uma reta com uma função conhecida, que foi interpretada como uma constante para a variação de E_i a níveis de tensões de confinamento σ_3 variáveis.

Entretanto, ao apresentar semelhante curva percebe-se que há a possibilidade de realizar diferentes correlações entre os pontos na tentativa de buscar o melhor R^2 . Não é a intenção de o trabalho discutir a heterogeneidade do meio – pois essa variação sugere tal discussão – mas trazer parâmetros que possam ser repetidos. Portanto, como essa situação ocorre para todos os gráficos que necessitam de correlação (salvo os gráficos do hiperbólico que serão abordados na sequência), adotou-se como critério desconsiderar os pontos mais distantes transversalmente à reta até obter o melhor ajuste da correlação, sempre acima de $R^2 > 0,95$ (Figura 3.5).

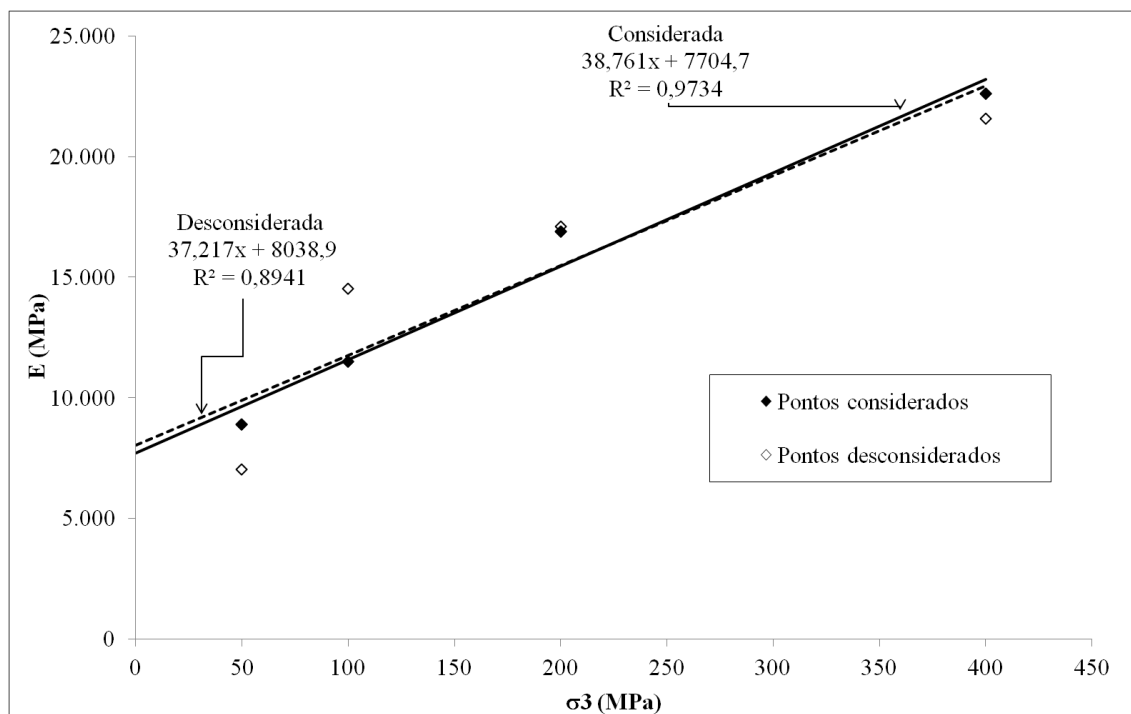


Figura 3.5 – Variação do Módulo de Elasticidade inicial (E_i) em função do nível de tensão Fonte: O Autor

A partir da correção da curva de tensão e deformação foi possível compor um novo gráfico com as trajetórias de tensão corrigidas, chegando assim aos parâmetros c e ϕ Figura 3.6.

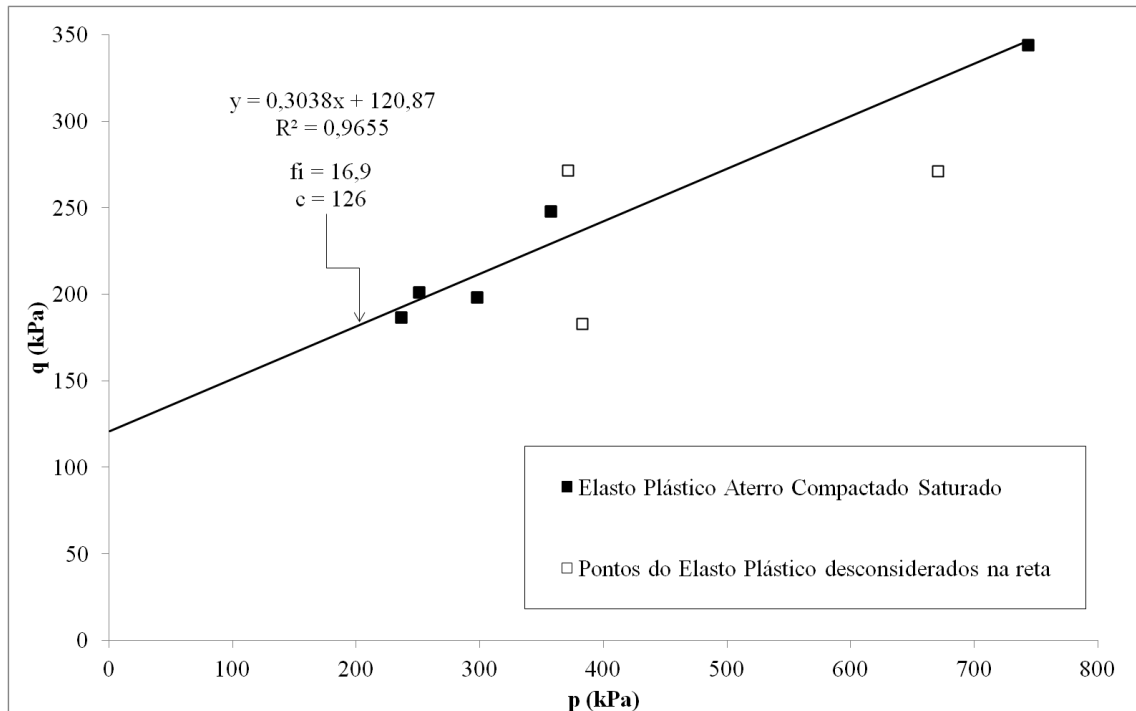


Figura 3.6 – Trajetória de tensões corrigida para definição dos parâmetros de resistência do modelo elastoplástico Fonte: O Autor

Quanto ao coeficiente de *Poisson* não há informações de ensaios realizados nos materiais da barragem, portanto optou-se obter esse parâmetro calculando-os pela relação proposta por Jaky (1944) em Cruz (1996):

$$K_0 = 1 - \text{sen}\phi$$

E da teoria da elasticidade:

$$K_0 = \frac{\nu}{1 - \nu}$$

Obtendo-se pela correlação das duas:

$$\nu = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 - \text{sen}\phi}$$

Cruz (1996) salienta que essa equação só é válida apenas para “*Modelos Elásticos Lineares, não sendo válida para Elásticos Variáveis*”. Entretanto, os valores calculados se aproximam muito dos valores propostos na literatura internacional.

Com os valores da tensão desviadora no ponto de ruptura obtêm-se os parâmetros de ruptura plotando os pontos em um gráfico p e q . Esse procedimento gerou diversos

parâmetros para cada material, dos quais foi selecionado apenas um, a partir de critérios estatísticos. Esse critério seguiu os seguintes passos: os parâmetros foram agrupados em um universo de pontos, calculou-se a média e o desvio padrão para eles, sendo os pontos fora do desvio padrão desconsiderados. Os pontos restantes foram recalculados para uma nova média. A final desse procedimento obteve-se o parâmetro utilizado na pesquisa.

O procedimento descrito acima é repetido para o modelo hiperbólico na seleção dos parâmetros de resistência utilizados na simulação, por isso não serão descritos novamente no hiperbólico.

TRATAMENTO DOS DADOS NO MODELO HIPERBÓLICO

Todo o modelo hiperbólico foi descrito no capítulo no 2.3.2. Contudo, cabe aqui comentar quais os procedimentos na obtenção dos parâmetros de ruptura dos materiais da barragem.

A equação que descreve a curva hiperbólica, proposta por Duncan e Chang (1970) a partir da proposta inicial de Kondner (1963), pode ser descrita da seguinte forma:

$$(\sigma_1 - \sigma_3) = \frac{\varepsilon}{\left[\frac{1}{E_i} + \frac{\varepsilon * R_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]}$$

O termo R_f da equação corresponde à razão de ruptura do material, dada pela equação $R_f = (\sigma_1 - \sigma_3)_f / (\sigma_1 - \sigma_3)_{ultima}$. A tensão desviadora última $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ultima}$ é conhecida, porém a tensão desviadora no ponto de ruptura $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ não é conhecida, sendo esse o objeto desta análise.

Ao se realizar a correção da curva pela equação descrita acima é necessário entrar com os dados de R_f , e por não se saber qual é o valor real da relação utiliza-se o valor igual a 1 na primeira iteração, baixando-o gradativamente em diversas sequências de iterações até se obter a curva corrigida mais próxima à curva original, igual ao exemplo da Figura 3.7. Esse procedimento é simples se realizado em uma planilha que executa os cálculos automaticamente e pode se tornar bastante trabalhoso do contrário.

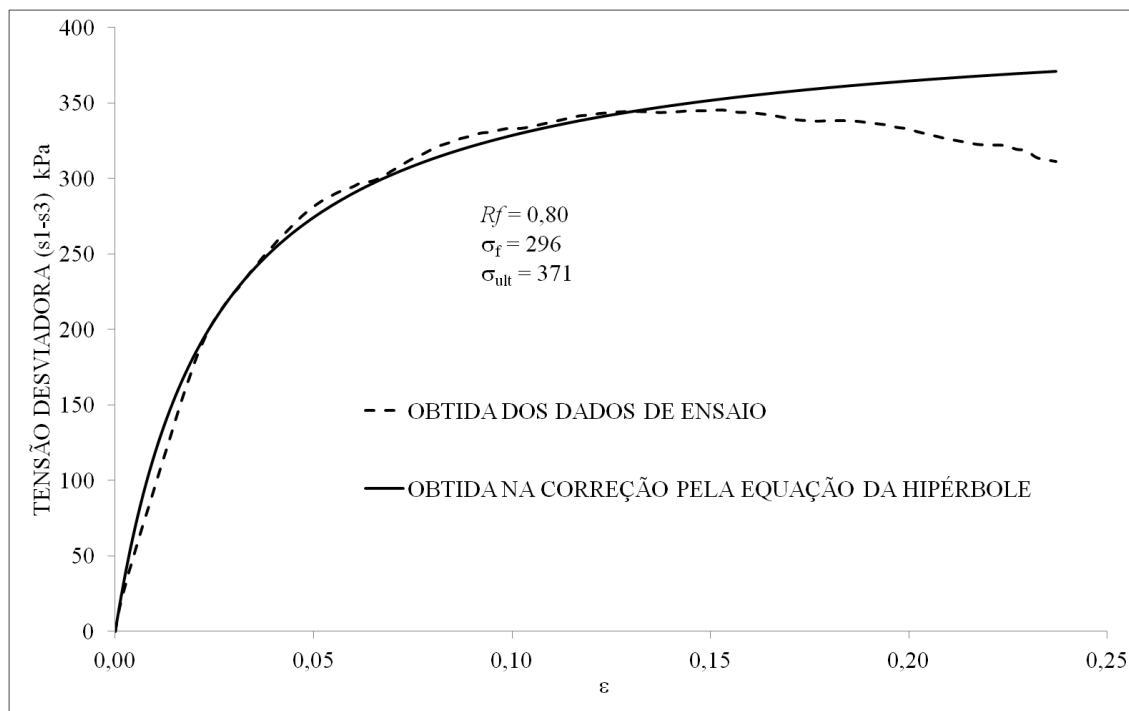


Figura 3.7 – Correção da curva dos dados pela equação da hipérbole Fonte: O Autor

De posse das tensões desviadoras no ponto de ruptura é possível construir o gráfico p e q , daí a envoltória de resistência ao cisalhamento e os parâmetros c e ϕ . O critério de seleção desses parâmetros foi descrito no item anterior (TRATAMENTO DOS DADOS NO ELASTOPLÁSTICO BI LINEAR) e não há necessidade de descrevê-lo novamente.

3.2.4.PROGRAMA SIGMA-W

Foi comum para ambos os modelos, elastoplástico e hiperbólico, a criação de um banco de dados no programa computacional SIGMA-W contendo todos os pontos de coordenadas X e Y, extraídos da seção do desenho da barragem no Auto Cad, os quais possibilitaram a construção da seção conforme apresentado na Figura 3.8.

A cada polígono foram atribuídos parâmetros geotécnicos (obtidos no tratamento dos dados) e definido um tipo de malha pelo método de elementos finitos. O programa permite que sejam determinadas malhas com elementos finitos quadrados ou triangulares. Elegeu-se a malha com elementos triangulares por se adequar melhor variação de ângulos no desenho. Como condição de contorno restringiu-se os deslocamentos horizontais nas bordas do modelo e verticais e horizontais na base, conforme mostra a **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

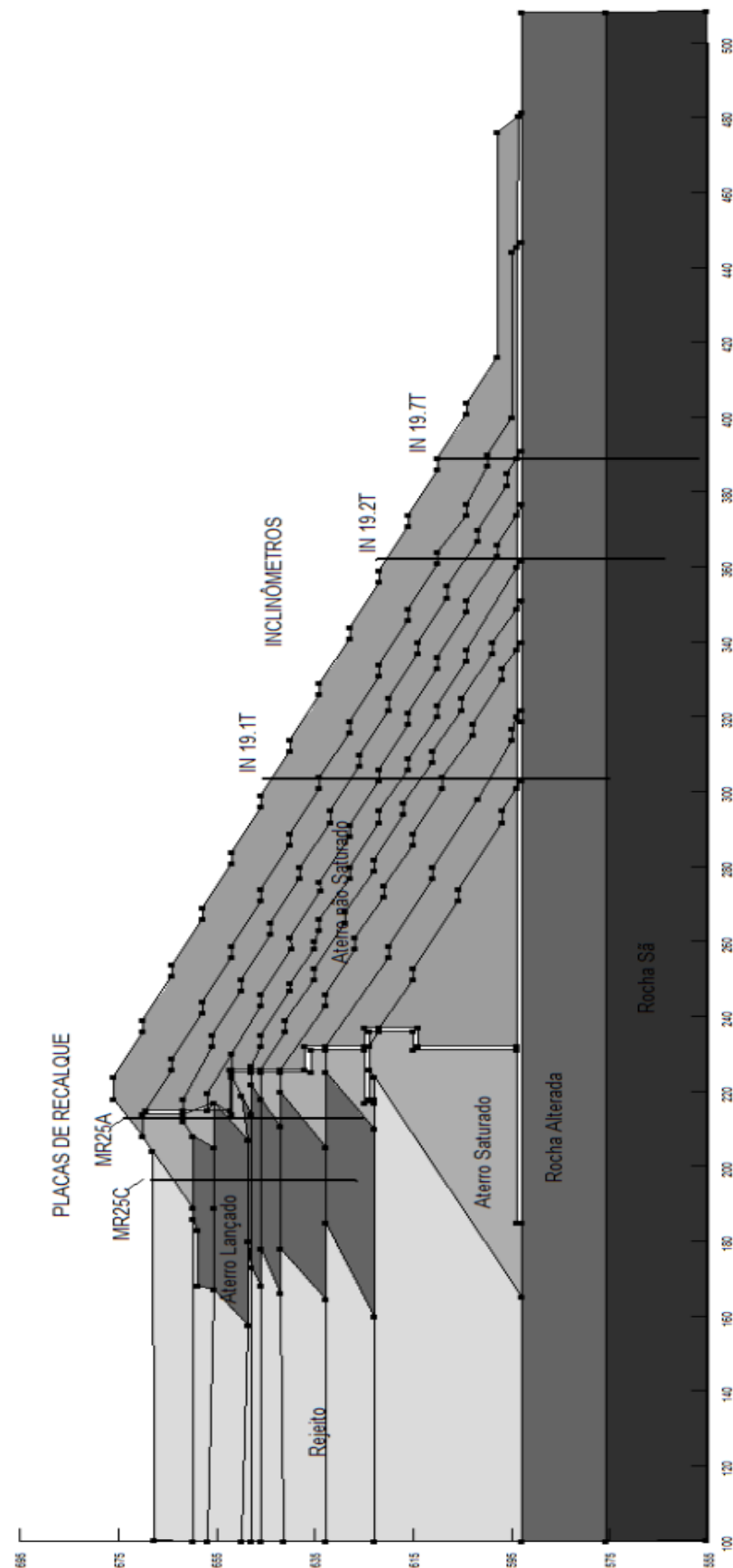


Figura 3.8 – Seção da barragem lançada no SIGMA-W Fonte: O Autor

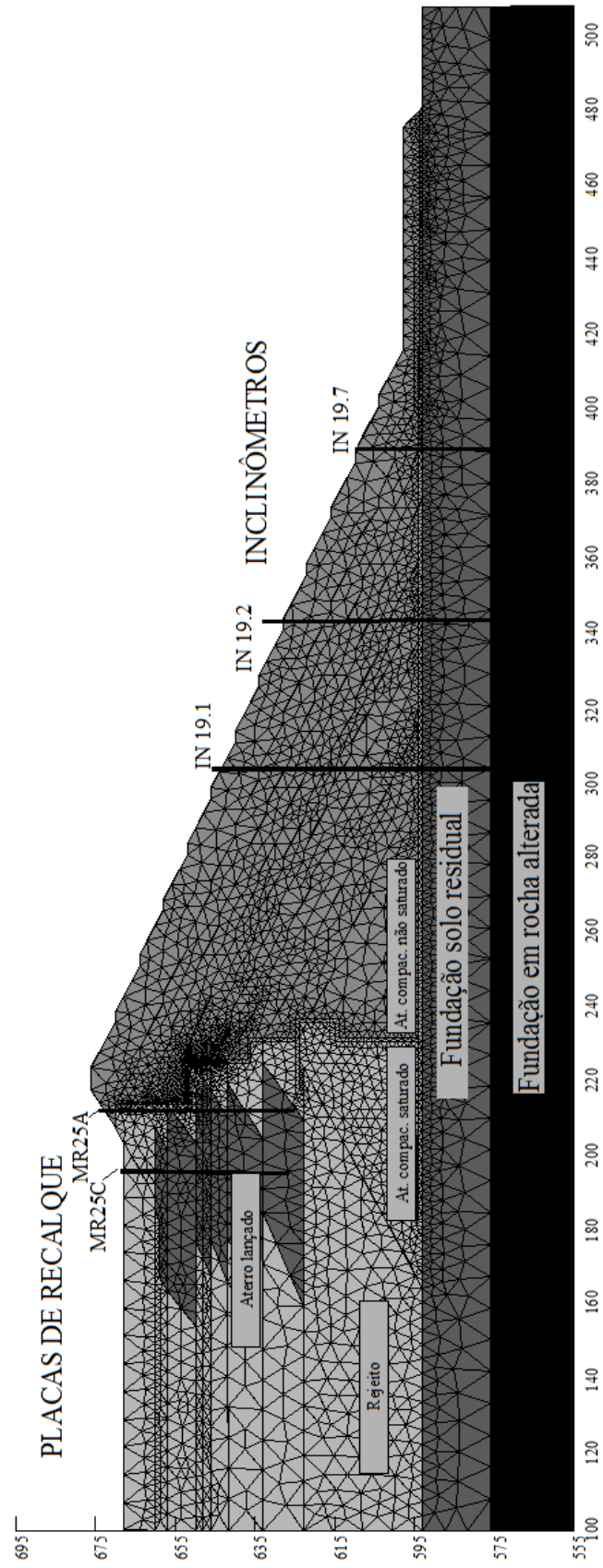


Figura 3.9 – Definição da malha de elementos finitos. Fonte: KBM

Necessitou-se definir que todo material a montante do filtro e abaixo do tapete drenante como se estivesse saturado, ou seja, utilizou-se o peso específico submerso, da mesma forma que, a jusante do dreno vertical e acima do tapete drenante, como se estivesse na umidade natural, ou seja, foi utilizado o peso específico natural.

A próxima etapa de preparação para as análises foi determinar os tempos de cada alteamento, com o objetivo de simular a construção das etapas de alteamento da barragem e a elevação dos níveis de rejeito com o tempo. Iniciou-se pelo tempo zero (0) nas camadas da fundação em rocha alterada e rocha sã, passando para a camada de tempo um (1), que compreende as etapas desde o dique inicial até a etapa de alteamento oito (8). A partir daí cada etapa de alteamento corresponde a um tempo na análise do programa, salvo as etapas 9 a 10 e 16 a 18 que foram consideradas etapas únicas no modelo, por questões de geometria e data das leituras das placas de recalque. Ao todo foram considerados dez tempos de alteamentos.

A Figura 3.10 mostra a sequência de carregamentos considerada no modelo desde o tempo zero, da fundação, até o tempo três que corresponde à etapa 10. Nos tempos de alteamentos foi necessário considerar que cada etapa de alteamento teria ocorrido de forma instantânea e que a etapa posterior começaria logo em seguida, com carregamentos instantâneos. Com isso simplificou a construção de cada etapa, considerando que tanto o aterro como a camada de rejeito tivessem sido executadas de forma instantânea e no mesmo tempo. É evidente que essa simplificação não corresponde com a realidade, pois cada etapa de alteamento teve uma velocidade de execução ocasionada pelo avanço da lavra e consequentemente com o tempo de vida útil do reservatório. Também não é verdade se levarmos em consideração o tempo necessário para dissipação das pressões neutras de compactação do maciço compactado ou lançado, que não foram consideradas nas análises.

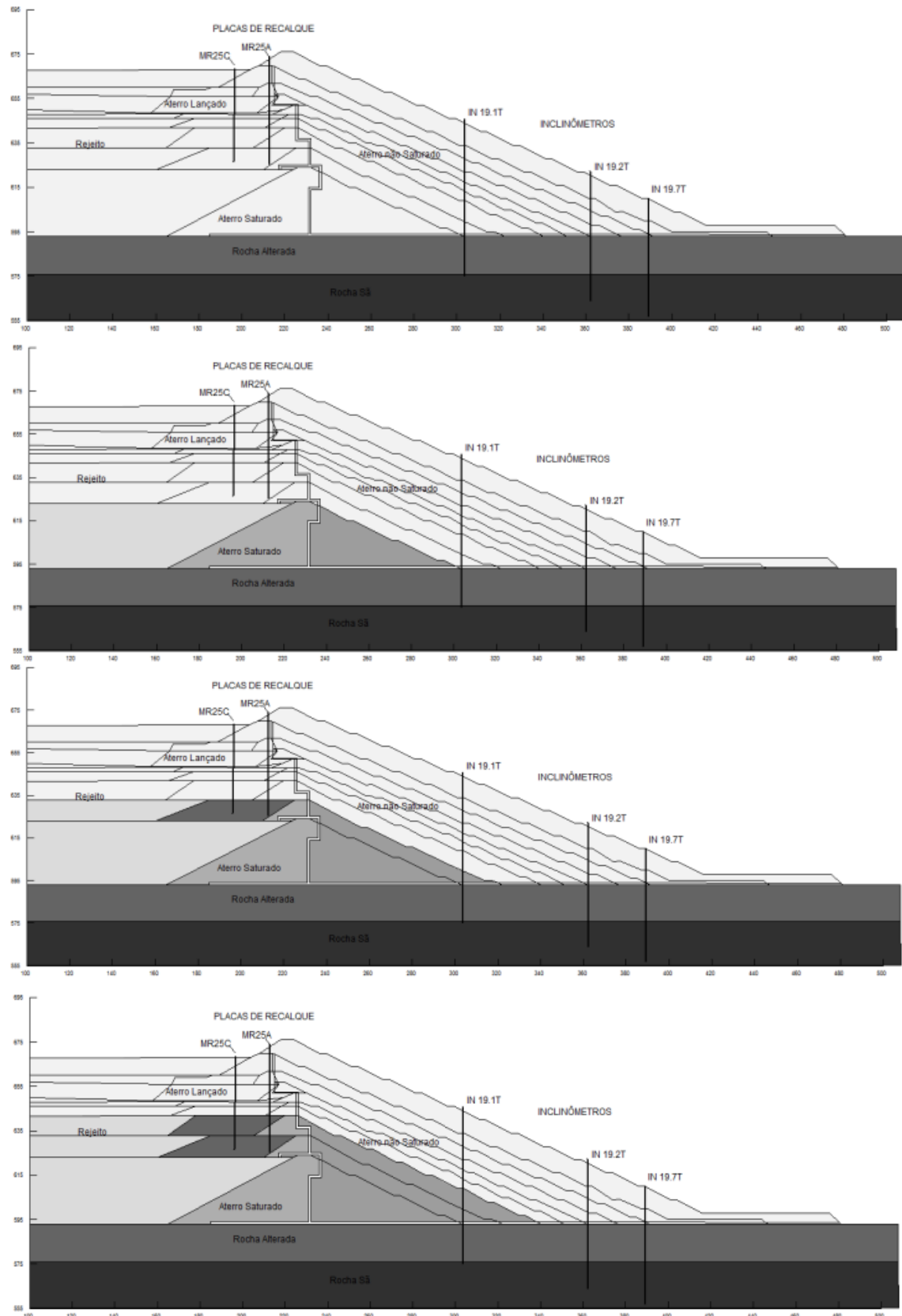


Figura 3.10 – Tempos de alçamento considerados, de cima para baixo Fonte: O Autor

3.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

PARÂMETROS CALIBRADOS DO MODELO ELASTOPLÁSTICO

Os dados das leituras dos inclinômetros são apresentados em função do acúmulo da deformação horizontal ao longo do tempo pela profundidade. Já os dados das leituras das placas de recalque são dados pelo acúmulo de deformação vertical ao longo do tempo.

O PROGRAMA SIGMA/W possibilita acompanhar em cada nó, na malha de elementos finitos, as deformações ocorridas no período considerado, o que significa que é possível verificar quais as deformações simuladas após certo carregamento e assim comparar com as deformações reais obtidas pelos instrumentos.

Por exemplo, a placa de recalque MR-25A foi instalada aproximadamente na cota 621,00 m e registrou no primeiro ano após sua instalação o recalque de -0,551 m. Na posição de instalação da placa o nó correspondente (elemento finito) simulou um deslocamento vertical de -0,455 m, ou seja, muito próximo ao real. É possível simular o carregamento seguinte e comparar as deformações lidas no mesmo período. Nos inclinômetros, todavia, trabalha-se com a relação da deflexão acumulada pela cota de leitura no instrumento. Com isso é possível comparar as deflexões lidas em cada cota com os deslocamentos horizontais obtidos das simulações em cada nó ao longo da profundidade.

As comparações são numéricas e ilustradas graficamente a partir de gráficos que representem o deslocamento vertical pelo tempo, no caso das placas, e do deslocamento horizontal pela profundidade, no caso dos inclinômetros.

A intenção desta parte da pesquisa foi calibrar os parâmetros do elastoplástico a partir da comparação entre as deformações simuladas e as deformações medidas. Entretanto, isso só seria alcançado variando o *módulo de elasticidade* E em sucessivas simulações, até que numericamente fosse possível obter similaridades entre a curva simulada e a curva real. Foi necessário fixar os demais parâmetros de entrada no programa, deixando variável apenas o módulo de elasticidade.

A placa de recalque MR-25A registrou o recalque total de -3,424 m, após o carregamento da etapa 20, e na primeira simulação o deslocamento vertical obtido foi de -3,843 m. Mudaram-se os valores de E para todos os materiais em diversas tentativas até

chegar ao deslocamento vertical calibrado de -3,511 m. O mesmo procedimento foi realizado para os inclinômetros, após terem sido calibrados os parâmetros para as placas. Ao final desse procedimento foram obtidos por calibração os parâmetros E mais próximos do real. A esse procedimentos se chamou calibração dos parâmetros elásticos.

PARÂMETROS DO HIPERBÓLICO

Diferentemente do modelo elastoplástico o hiperbólico não permite que os parâmetros sejam calibrados pela simulação, pois os parâmetros que o compõem são inter-relacionados, ou seja, alterando-se um os demais serão alterados automaticamente.

Tanto é verdade que, ao se tentar variar qualquer parâmetro na simulação os resultados, são sempre valores que não fazem sentido algum, ora com deformações absurdas, da ordem de dezenas de metros, ora com deformações tão insignificantes que não é possível representar na escala do desenho da seção.

A solução dessa característica do hiperbólico foi abordar os dados de tensão e deformação, da curva corrigida, de forma diferente do que foi realizado no elastoplástico. O que ocorre é que para cada material da barragem foram coletados no mínimo dois blocos indeformados (no rejeito são amostras deformadas) e a cada bloco quatro ensaios nas tensões de confinamento 50, 100, 200 e 400 kPa. A base da obtenção dos parâmetros no hiperbólico é o gráfico do módulo E_i pela tensão de confinamento σ_3 , desse gráfico se obtém os parâmetros K e n , imprescindíveis para o cálculo da equação de Jambu (1963).

A solução foi juntar os dados de deformação dos blocos de ensaios de cada material em um único gráfico E_i por σ_3 , e a partir dele traçar todas as retas de correlações possíveis, verificando qual delas trazia o valor do parâmetro E mais próximo ao E obtido na calibração no elastoplástico.

Por exemplo, na Figura 3.11 foram plotados os módulos iniciais em função da tensão de confinamento. Esses módulos foram obtidos a partir das curvas de tensão x deformação corrigidas pela equação da hipérbole em diversos ensaios realizados no rejeito.

Notar que há três diferentes linhas de correlação R^2 , a pontilhada = 0,87, a tracejada = 0,9965 e a cheia = 0,9814. A primeira correlaciona todos os pontos do gráfico e, por serem dispersos, apresentaram valor baixo. Para a 2ª linha de correlação foram descartados um a um

os pontos mais distantes da correlação anterior, possibilitando uma correlação mais próxima a 1, ou seja, uma reavaliação da primeira linha sem contar os pontos mais distantes, forçando a correlação para melhores condições.

Na 3ª correlação utilizaram-se os conhecimentos prévios obtidos da simulação do modelo elastoplástico da seguinte forma: no final da simulação do elastoplástico o módulo calibrado para o rejeito foi de aproximadamente 500 kPa, portanto, optaram-se por selecionar os módulos mais baixos para a correlação, a fim de obter uma reta que fosse paralela a reta que correlaciona todos os módulos e tivesse o intercepto o mais próximo possível do módulo obtido pela calibração do elastoplástico, pois, apesar das diferenças entre os dois modelos os módulos não poderiam ser tão distintos. O mesmo critério foi adaptado para aterro compactado saturado, não saturado e aterro lançado. A esse processo deu-se o nome informal de calibração da correlação.

Especificamente no rejeito, há uma situação incomum entre os pontos mais baixos. Para o menor E na tensão de confinamento $\sigma_3 = 100$ kPa da Figura 3.11, esse ponto deve ser desconsiderado por dois motivos: primeiro se for considerado, a reta de correlação possuirá intercepto negativo e segundo, porque a correlação com ele se limita a dois pontos e foge do critério de paralelismo com a reta que correlaciona todos os pontos.

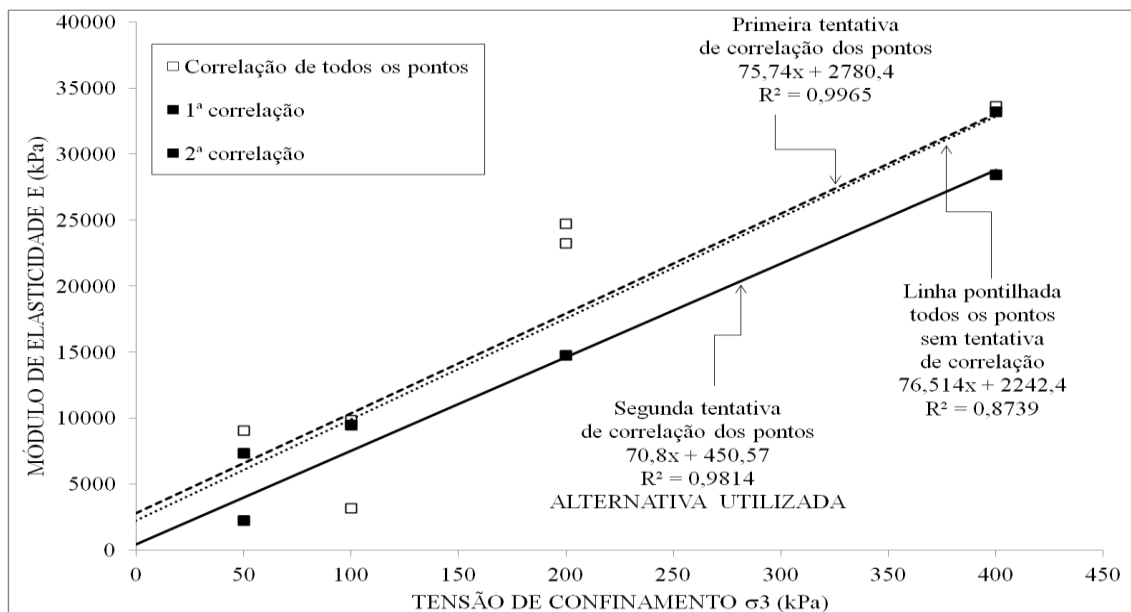


Figura 3.11 – Comparação entre as varias retas que correlaciona E_i por σ_3 no rejeito. Fonte: O Autor

A partir dos pontos da correlação da reta terceira (Figura 3.11) obtiveram-se os parâmetros K e n pelo gráfico $\log\left(\frac{E_i}{p_a}\right)$ por $\log\left(\frac{\sigma_3}{p_a}\right)$. Entretanto, nem todos os pontos foram

considerados, pois o mesmo critério para correlação $R^2 > 0,95$ descarta um ponto da correlação. Foram adotados para os valores de K e n , obtidos na Figura 3.12. Esse procedimento se repetiu para o aterro compactado e para o aterro lançado.

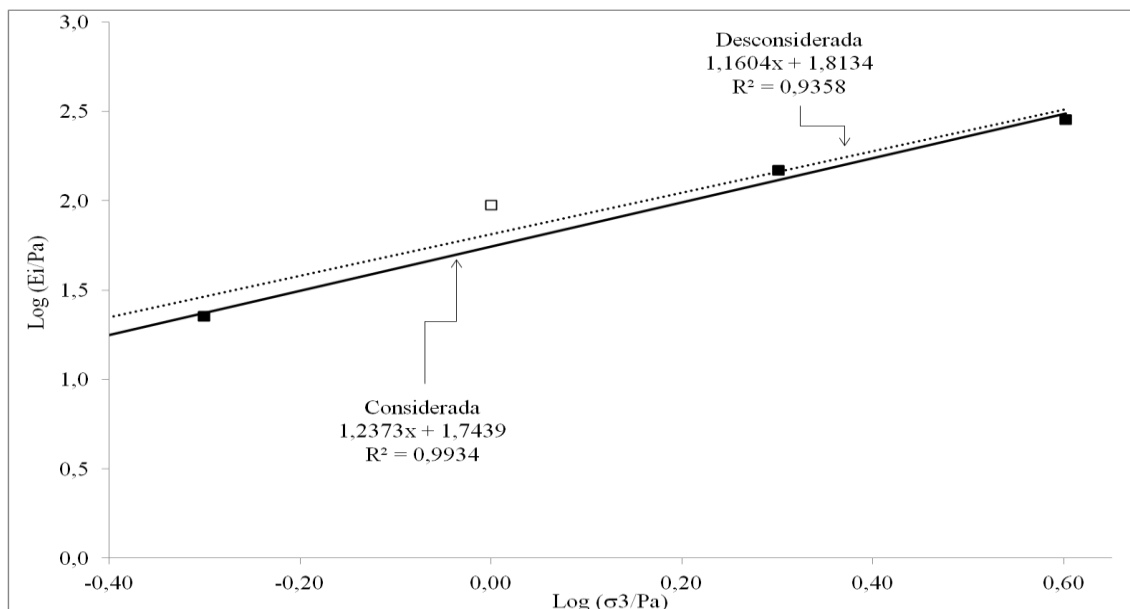


Figura 3.12 – Correlação de $\text{Log}(E_i/\text{Pa})$ por $\text{Log}(\sigma_3/\text{Pa})$ a partir da reta selecionada na Figura 3.11
Fonte: O Autor

3.4.LIMITAÇÕES DO TRABALHO

A pesquisa possui variadas limitações de ordem técnica, provenientes da inexistência de alguns dados, o que gerou simplificações nos modelos e possivelmente comprometimento nas interpretações dos resultados, principalmente no hiperbólico. Esse último possui seis parâmetros com intrínseca correlação entre eles que, ao alterar um, haverá de alterar todos os outros igualmente.

A mais expressiva das limitações no tratamento dos dados foi à falta de medidas de deformações horizontais dos corpos de prova, pois impossibilitaram a obtenção do coeficiente de *Poisson*, usado na equação de K_0 e na equação do Módulo de Deformação Volumétrico B , ambas as equações importantes para o modelo hiperbólico, limitando, assim, a obtenção de v pela correlação empírica de Jaky (1944), que é questionável.

Não se dispõe de informações de ensaios com o material utilizado nos filtros e drenos da barragem, nem de controle de campo. Portanto, os dados desse material são totalmente inferidos, com a possibilidade de terem sido mal inferidos. No modelo hiperbólico os parâmetros são compilados de poucas bibliografias disponíveis, no geral Duncan e Chang

(1970) e Naylor *et al* (1986). No modelo elastoplástico, como são utilizados menos parâmetros e é um modelo amplamente utilizado, há maior disponibilidade de dados e melhor panorama para correlacionar.

No desenvolvimento da barragem, houve uma preocupação natural em se buscar respostas a respeito da resistência do material da fundação com relação a uma possível ruptura passando pela base. Por isso, realizaram-se tantos ensaios de cisalhamento direto e tão poucos triaxiais. Isso não constitui verdadeiramente em um problema na análise com o modelo elastoplástico, porém, no modelo hiperbólico isso afeta diretamente em muitas inferências, que podem não ser tão confiáveis. Com sorte, a pesquisa tem maior parte da fundação sendo composta pelo próprio aterro compactado da barragem.

A pesquisa limitou-se a trabalhar com o peso específico submerso γ_{sub} a montante do filtro, e abaixo do nível freático, a jusante do filtro utilizou-se o peso específico natural γ_{nat} . Isso ocorre por dois motivos: inexistência de dados sobre a curva de umedecimento dos materiais e, conseqüentemente, há a falta de informações sobre sucção mátrica.

O empilhamento das etapas da barragem segue uma ordem complexa, que de forma prática, com a finalidade de simplificar as análises, foi admitido que cada etapa de alteamento acontecesse de forma instantânea. Entende-se como etapa de alteamento a execução do aterro compactado, lançado, filtro e rejeito em um momento único, sem levar em consideração o tempo para a dissipação da poro-pressão do maciço e do rejeito.

4. A BARRAGEM SANTO ANTÔNIO

4.1.GEOMETRIA

Os estudos básicos para a implantação da barragem Santo Antônio se referem a 1985, com o início das obras em outubro de 1987. A partir dessa data e com a evolução da lavra necessitou-se realizar a elevação da crista da barragem em diversas etapas até a etapa 20 (Tabela 4.1), sintetizado no gráfico da Figura 4.3.

No processo construtivo da barragem, os dois métodos foram utilizados: de jusante e de montante. Os métodos alternaram-se com a finalidade de gerenciar o tempo e espaço no reservatório em função do ritmo de construção. Por exemplo, ao realizar a etapa de montante havia um ganho na capacidade do tanque e, conseqüentemente, mais tempo para construir a etapa de jusante, que em geral demanda maiores volumes de solos movimentados. Isso fica claro na Tabela 4.1, a qual apresenta diferentes etapas com datas de finalização do construtivo muito próximo.

Tabela 4.1 – Histórico dos alteamentos da barragem

Etapa	Elev. Crista	Data de conclusão	Etapa	Elev. Crista	Data de conclusão
1	595,00	10/1987	10A	642,00	12/2001
2	600,00	10/1988	11	644,50	12/2002
3	604,00	10/1989	12A	646,75	12/2003
4	607,50	10/1990	13	649,00	12/2004
4A	611,00	10/1991	14	648,50	12/2005
5	615,50	10/1992	15	652,65	12/2006
6	618,75	12/1993	16	656,30	12/2007
7	624,60	10/1997	17	659,50	09/2008
8	632,20	10/1998	18	662,80	10/2008
8A	634,50	12/1998	19	670,00	10/2009
9	637,70	10/1999	20	676,00	>2011

Atualmente (etapa 20) o eixo da barragem conta com 4.920 m na crista e aproximadamente 100 m de altura na seção mais alta. O eixo é dividido em 246 estacas, espaçadas em 20 m cada, sendo a estaca 0 locada na margem direita, no início da seção central da barragem, crescendo em direção a margem esquerda e diminuindo em direção ao margem direita Figura 4.1.

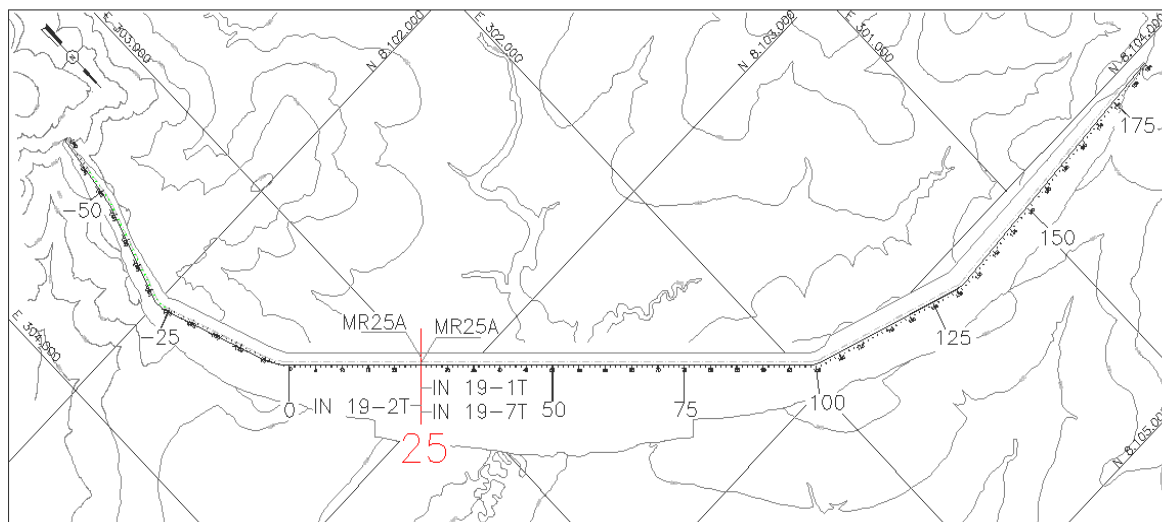


Figura 4.1 – Barragem Santo Antônio, estaqueamento do eixo e localização da seção instrumentada Fonte: KBM

A instrumentação está concentrada no trecho central da barragem, onde o aterro possui maior altura. Na etapa 13 foram identificados indícios de que o maciço a montante do filtro vertical estava se movimentando em função do adensamento do rejeito abaixo da plataforma de aterro lançado, promovendo plastificação do solo próximo à crista da barragem, sobretudo no trecho compreendido entre as estacas 25 a 56. Em função disso, a instalação de instrumentos foi intensificada nesta região.

Portanto, a seção eleita para o estudo foi a estaca 25 na margem direita, pois ela possui dados históricos de leitura das placas de recalque desde 1997 e dos inclinômetros, desde 2009 (Figura 4.2).

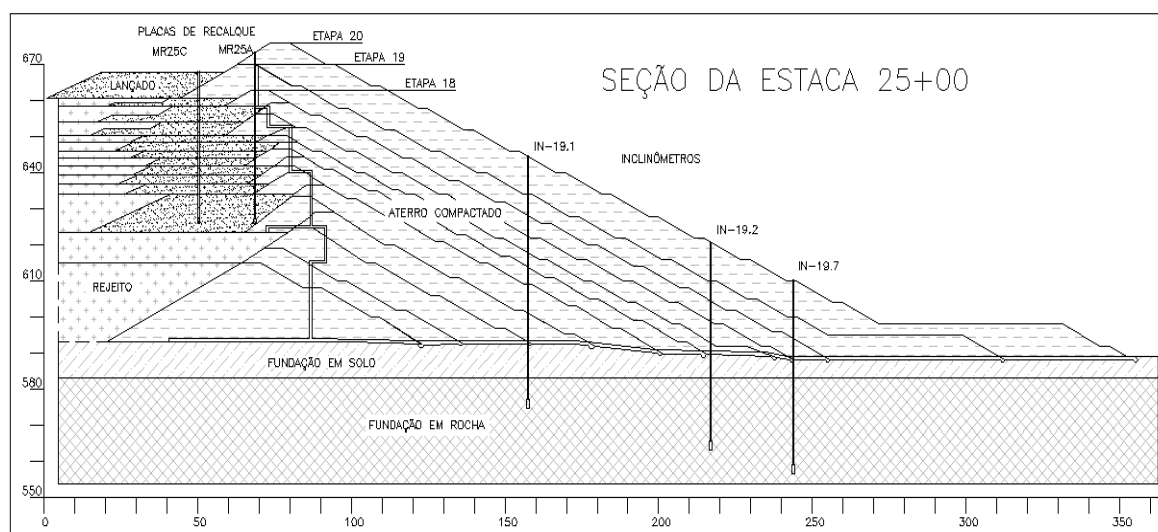


Figura 4.2 – Seção da estaca 25+00 e localização dos instrumentos instalados (adaptado do desenho KBM20-GT-DC-025-R0) Fonte: O Autor

Os desenhos das plantas e das seções foram desenvolvidos pela equipe que trabalha diariamente com a barragem. Não foram realizadas quaisquer alterações da geometria original. Estes desenhos são de projeto e podem não representar com extrema fidelidade a geometria real, haja vista que as deformações nos rejeitos são significativas e influenciam a geometria da seção da barragem.

4.2.INSTRUMENTAÇÃO

No total, a barragem dispõe de mais de cem equipamentos de monitoramento, instalados em etapas e anos diferentes. Isso ocorre porque ao longo dos anos eles são superados por etapas de alteamento sequentes ou por que deixaram de funcionar, sendo substituídos por novos. Esses equipamentos são diversos, entretanto, na maioria são: piezômetros elétricos, piezômetros *stand pipe*, inclinômetros e placas de recalque.

Os equipamentos que foram utilizados na pesquisa são inclinômetros e placas de recalque. A Figura 4.3 mostra graficamente a evolução temporal da cota da crista da barragem, nos diversos alteamentos, inserindo a instalação dos equipamentos nesse contexto.

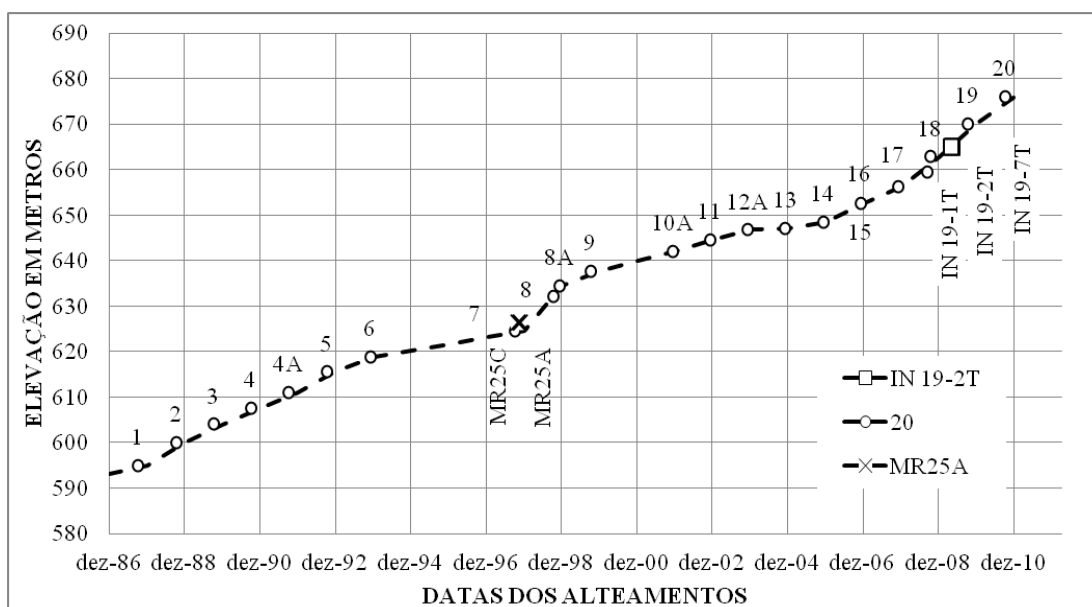


Figura 4.3 – Histórico de alteamento da barragem e dos instrumentos instalados na seção da estaca 25+00 Fonte: O Autor

4.2.1.INCLINÔMETROS

Os inclinômetros utilizados na pesquisa foram: IN 19-1, IN 19-2 e IN 19-7 (Tabela 4.2 e Tabela 4.2), que foram instalados no espaldar de jusante a partir da etapa de alteamento 19, na seção da estaca 25.

Tabela 4.2 – Dados de instalação dos inclinômetros

Inclinômetro	Data instalação	Etapa de instalação	Cota de fundo	Cota da boca
IN 19-1	08/05/2009	19	574,7	644,79
IN 19-2	06/05/2009	19	563,2	620,92
IN 19-7	27/04/2009	19	556,5	610,00

4.2.2.MEDIDORES DE RECALQUE

As placas de recalque, da seção da estaca 25, são duas: MR25A e MR25C (Tabela 4.3). Elas foram instaladas a montante do barramento, dentro da área do rejeito, sobre uma plataforma de solo lançado e não compactado. Na continuidade das etapas de alteamento, esses equipamentos foram superados por solos lançados e não compactados até a etapa 20.

Tabela 4.3 – Dados de instalação das placas de recalque

Inclinômetro	Data instalação	Etapa de instalação	Cota de fundo	Cota da boca
MR25A	01/11/1997	8	626,43	673,52
MR25C	13/11/1977	8	626,13	668,00

4.3.ENSAIOS

Em cinco momentos distintos, foram realizados ensaios completos de caracterização e ensaios de resistência ao cisalhamento nos materiais da barragem: no estudo básico, antes da execução do aterro pioneiro (dados não disponíveis), e posteriormente na década de 2000, em três anos diferentes 2001 (etapa 9), 2006 (etapa 14) e 2009 (etapa 17) (Tabela 4.4).

Tabela 4.4 – Localização dos blocos indeformados coletados para ensaios

Material	Blocos	Norte	Este	Cota	Ano	Ensaio	
ATERRO COMPACTADO	1/06	8.102.835	303.122	625,72	2006	16 triaxiais CU	
	2/06	8.103.555	302.405	626,12			
	3/06	8.102.923	302.921	648,66			
ATERRO LANÇADO	4/06	8.103.769	302.074	649,22	2006	24 triaxiais CU	
	5/06	8.103.408	302.416	649,18			
	6/06	8.103.554	302.272	649,53			
FUNDAÇÃO	3/02	8.102.117	303.561	647,78	2.002	39 cisalhamento direto	
	4/02	8.103.512	302.623	579,73			
	6/02	8.102.636	303.377	618,01			
	7/02	8.104.073	301.870	632,78			
	8/02	8.104.092	301.622	628,12			
	1/06	8.102.919	303.212	594,79	2.006		
	2/06	8.103.567	302.607	583,47			
	3/06	8.103.921	302.083	618,73			
	4/06	8.104.163	300.901	636,32			
	1/09	8.103.953	302.102	614,73	2.009		
	2/09	8.103.985	302.064	622,58			
	3/09	8.104.003	302.045	623,39			

Nos blocos da fundação, foram executados 39 ensaios de cisalhamento direto. Os ensaios de cisalhamento foram realizados utilizando-se uma caixa metálica de dimensões 50x50 cm, com amostra indeformada de dimensões 40x40 cm, separadas entre si por uma camada de argamassa de cimento de aproximadamente 10 cm. Nos blocos de aterro lançado e aterro compactado foram moldadas 24 amostras e 16 amostras, respectivamente, para serem executados ensaios adensados e não drenados (CU).

Ao material do rejeito, se teve um cuidado diferenciado. Em dois momentos foram coletadas amostras para caracterização física em 2001 e em 2003. Dividiram-se as amostras em duas porções. Em uma adicionou-se defloculante hexametáfosfato de sódio enquanto na outra não foi adicionada. Esse procedimento demonstrou que não há diferenças significativas entre as curvas correlatas. Entretanto, houve grande diferença entre as curvas de 2001 para 2003, passando de um material mais fino para um material mais grosso Figura 4.4.

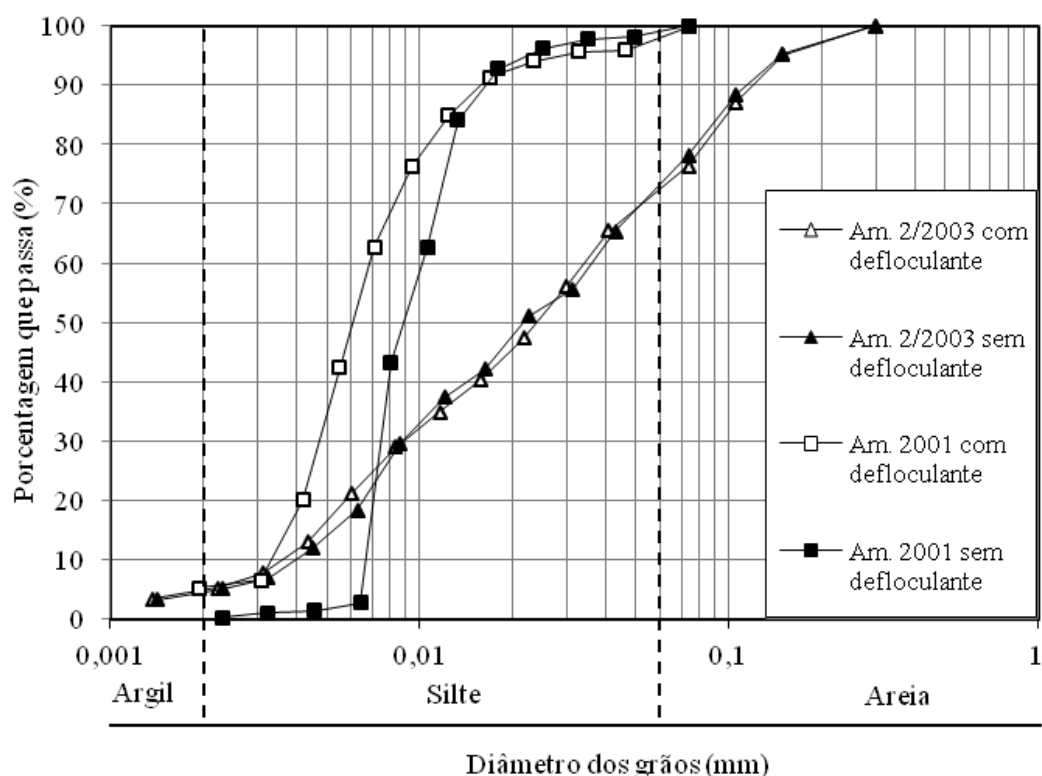


Figura 4.4 – Histórico da granulometria do rejeito, amostra coletada no *spigots* Fonte: KBM

A coleta das amostras para o ensaio triaxial foi realizada no ano de 2003, no local de lançamento do material de rejeito (*spigots*). Posteriormente levada ao laboratório em forma de lama e secada à sombra para perda do excesso de água até atingir um teor de 6% de umidade. O processo de moldagem da amostra seguiu uma técnica não convencional. Portanto, é conveniente reproduzir o texto original a partir de um relatório interno da KBM:

“Os ensaios triaxiais, realizados com os rejeitos, foram do tipo adensado não-drenado anisotropicamente (CAU), com medição das pressões neutras e com controle da carga aplicada. Esse tipo de ensaio não é normatizado no Brasil, porém os ensaios foram conduzidos com base na prática corrente de execução de ensaios triaxiais, de acordo com a literatura técnica especializada internacional.

Os corpos de prova foram moldados diretamente no pedestal da câmara triaxial, com utilização de acessórios utilizados para moldagem de corpos de prova de areia. Foi utilizado um equipamento para aplicação de vácuo, com o objetivo de garantir a estabilidade dos corpos de prova durante o procedimento de montagem do ensaio. O vácuo aplicado foi sempre igual a

25 kPa. A massa específica seca, especificada para cada corpo de prova, foi obtida por meio do controle do volume e do peso de solo, que foi compactado em camadas.

O adensamento dos corpos de prova foi feito em estágios, segundo a relação $\sigma'_3/\sigma'_1=0,7$, no qual as tensões confinantes e axiais iam sendo incrementadas até se atingir a condição especificada para o ensaio. O número de estágios em cada ensaio foi sempre superior a quatro. As tensões confinantes foram aplicadas por meio hidrostático, sendo a pressão hidrostática fornecida por meio de coluna de mercúrio e medida por meio de um manômetro adequadamente calibrado. O adicional de tensão axial, necessário para se atingir a relação $\sigma'_3/\sigma'_1=0,7$, foi obtido por meio da utilização de pesos.

A ruptura dos corpos de prova foi feita sob condições não drenadas. Os incrementos de tensões axiais, para essa etapa do ensaio, também foram obtidos por meio da utilização de pesos. Procurou-se, sempre que possível, utilizar pelo menos oito incrementos de carga, de modo a se obter curvas tensão x deformação bem definidas. As deformações do corpo de prova foram determinadas com base nas leituras de um relógio comparador instalado no pistão da câmara de ensaios.”

5. RESULTADOS

Nos anexos I e II são apresentadas as figuras dos resultados simulados em cada etapa de alteamento. Dentre os gráficos encontram-se também as simulações das tensões normais verticais e horizontais no plano e perpendiculares ao plano da seção da barragem.

5.1.RESULTADOS DO MODELO ELASTOPLÁSTICO

5.1.1.PARÂMETROS CALIBRADOS POR MEIO DE SIMULAÇÕES COM O MODELO ELASTOPLÁSTICO

A Tabela 5.1 apresenta os parâmetros calibrados após as simulações. A calibração seguiu uma ordem. Primeiro, foi calibrado o modelo em relação às deformações verticais e depois calibrado em relação a horizontal. Num terceiro momento foram calibrados nas duas direções com a finalidade de ajustar quaisquer diferenças entre as deformações simuladas nos dois sentidos. Portanto, os dados de E são válidos tanto para as deformações verticais como para as deformações horizontais. Todavia, são valores que aproximam a simulação à realidade lida nos instrumentos.

Tabela 5.1 – Parâmetros calibrados pela simulação do modelo elastoplástico

MATERIAL	E (kPa)	ν	C (kPa)	ϕ (graus)	γ (kN/m ³)	$\gamma_{(sub)}$ (kN/m ³)	k_0
Rejeito*	1.250		0				
	** 535	0,45	5	11		8	0,81
Aterro compactado não saturado*	22.554						
	** 22.000	0,35	67	27	19		0,55
Aterro compactado saturado*	15.188						
	** 8.000	0,35	126	16	20	10	0,72
Aterro lançado*	12.643						
	** 6.500	0,43	25	15	19	9	0,74
Filtro (areia intermediária)*	27.000						
	** 27.000	0,31	0	33	18	8	0,46
Fundação solo*	100.000						
	** 11.000	0,39	125	21		10	0,64
Fundação rocha*	160.000		200	30			
	** 50.000	0,35	100	27		17	0,50

* Parâmetros dos dados dos ensaios

** Parâmetros calibrados

5.1.2.DEFORMAÇÕES VERTICAIS

A Tabela 5.2 apresenta os resultados simulados, após a calibração, de cada etapa de alteamento. Nota-se que há lacunas entre as simulações e as leituras das placas. Por exemplo, entre as etapas 7 a 8A, depois entre as etapas 8A a 10 e 15 a 19. Isso ocorre porque as datas de alteamentos não ocorreram continuamente, ano a ano.

Repare-se que a etapa 8A terminou no mesmo ano que a etapa 8, um ano depois da etapa 7, elas foram agrupadas na simulação, assim como as demais com lacuna, porque no modelo levou-se em consideração carregamentos realizados em todos os materiais simultaneamente.

Tabela 5.2 – Comparativo entre os recalques lidos e a simulação do modelo elastoplástico (medidas em metros)

Etapa Alteam	Data Alteam	Etapa Modelo	MR-25A			MR-25C		
			Recalque Lido	Data Leitura	Recalque simulado	Recalque Lido	Data Leitura	Recalque simulado
1	out-87							
2	out-88							
3	out-89							
4	out-90							
4A	out-91							
5	out-92							
6	dez-93	0	1ª ETAPA DO MODELO (FUNDAÇÃO)					
7	out-97	1	0,000	nov-97	0,000	0,000	nov-97	0,000
8	out-98		-0,510	jun-98		-0,609	jun-98	
8A	dez-98	2			-0,595			-1,010
9	out-99		-0,780	jun-99		-0,862	jun-99	
			-1,299	jun-00		-1,673	jun-00	
10A	dez-01	3	-1,390	jun-01	-1,138	-1,813	jan-12	-1,898
11	dez-02	4	-1,575	jun-02	-1,388	-2,488	jun-02	-2,261
12A	dez-03	5	-1,835	jun-03	-1,529	-2,798	jun-03	-2,453
13	dez-04	6	-2,090	jun-04	-1,713	-3,403	jun-04	-2,652
14	dez-05	7	-2,258	jun-05	-2,063	-3,520	jun-05	-3,342
15	dez-06	8	-2,418	jun-06	-2,408	-3,785	jun-06	-3,732
16*	dez-07		-2,618	jun-07		-4,145	jun-07	
17*	set-08		-2,758	set-06		-4,335	jun-08	
18*	out-08							
19*	out-09	9	-2,939	jun-09	-2,932	-4,898	out-09	-4,482
20	out-10	10	-3,139	out-10	-3,512	-4,948	out-10	-4,959

* Agrupadas no modelo

5.1.3.DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os dados da Tabela 5.3 apresentam os valores dos deslocamentos simulados após a calibração, comparando com os deslocamentos lidos nos instrumentos.

Tabela 5.3 – Deslocamentos horizontais simulados no elastoplástico, após a calibração, acumulados a partir do final do construtivo da etapa 18 até final do construtivo da etapa 20 (em milímetros)

Cota	IN 19-1			IN 19-2			IN 19-7		
	Deflexão lida	Simulação		Deflexão Lida	Simulação		Deflexão Lida	Simulação	
		Sem calibrar	Calibrado		Sem calibrar	Calibrado		Sem calibrar	Calibrado
644	271	97	303						
634	237	1.235	231						
622	196	4.363	193						
613	143	1.002	161	144	4.554	140			
604	107	187	134	117	3.353	120	134	139	139
594	73	25	61	85	153	94	126	128	128
576	-1	3	2	-12	24	22	3	36	15

5.2.RESULTADOS DO MODELO HIPERBÓLICO

5.2.1.PARÂMETROS CALIBRADOS NA SIMULAÇÃO DO HIPERBÓLICO

O resumo dos resultados dos parâmetros obtidos nas análises dos ensaios é apresentado na Tabela 5.4. Os parâmetros do Filtro, Fundação em solo e Fundação em rocha foram adotados a partir de dados da literatura e modelados com uso do modelo elastoplástico.

Tabela 5.4 – Resumo dos parâmetros do modelo hiperbólico

MATERIAL	E	K	n	R_f	c	f	$\gamma_{(sub)}$	v	k_0
Rejeito	450	55	0,10	0,85	9	6	17	0,44	0,89
Aterro compactado não saturado	22.405	298	0,28	0,85	60	24	19 (nat.)	0,35	0,59
Aterro compactado saturado	12.949	225	0,49	0,85	114	18	10	0,42	0,69
Aterro lançado	4.892	238	0,92	0,9	29	14	9	0,43	0,75
Filtro*	27.000				0	33	11	0,31	0,46
Fundação solo*	11.000				125	21	11	0,39	0,64
Fundação rocha*	50.000				100	27	17	0,35	0,55

*Simulado pelo elastoplástico

5.2.2.DESLOCAMENTOS VERTICAIS

As mesmas considerações realizadas nos resultados dos deslocamentos verticais do elastoplástico são válidas para o hiperbólico. Contudo, é importante ressaltar que nesse modelo não houve calibração.

A Tabela 5.5 apresenta os valores das deformações verticais da simulação. Eles são comparados com as deformações medidas nos instrumentos nas etapas de alteamento correspondente.

Tabela 5.5 – Resultado dos recalques lidos e calculados modelo hiperbólico

Etapa Alteam	Data Alteam	Etapa Modelo	MR-25A			MR-25C		
			Recalque Lido	Data Leitura	Recalque simulado	Recalque Lido	Data Leitura	Recalque simulado
1	out-87							
2	out-88							
3	out-89							
4	out-90							
4A	out-91							
5	out-92							
6	dez-93	0	1ª ETAPA DO MODELO (FUNDAÇÃO)					
7	out-97	1	0,000	nov-97	0,0000	0,000	nov-97	0,0000
8	out-98		-0,510	jun-98		-0,609	jun-98	
8A	dez-98	2			-0,507			-0,768
9	out-99		-0,780	jun-99		-0,862	jun-99	
			-1,299	jun-00		-1,673	jun-00	
10A	dez-01	3	-1,390	jun-01	-0,924	-1,813	jan-12	-1,453
11	dez-02	4	-1,575	jun-02	-1,091	-2,488	jun-02	-1,717
12A	dez-03	5	-1,835	jun-03	-1,186	-2,798	jun-03	-1,861
13	dez-04	6	-2,090	jun-04	-1,312	-3,403	jun-04	-1,059
14	dez-05	7	-2,258	jun-05	-1,605	-3,520	jun-05	-2,519
15	dez-06	8	-2,418	jun-06	-1,883	-3,785	jun-06	-3,921
16*	dez-07		-2,618	jun-07		-4,145	jun-07	
17*	set-08		-2,758	set-06		-4,335	jun-08	
18*	out-08							
19*	out-09	9	-2,939	jun-09	-2,590	-4,898	out-09	-3,921
20	out-10	10	-3,139	out-10	-2,933	-4,948	out-10	-4,199

* Consideradas como única no modelo

5.2.3.DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

Os resultados dos deslocamentos horizontais simuladas no Modelo hiperbólico são apresentados na Tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Resultados da simulação dos deslocamentos horizontais no modelo hiperbólico (medidas em milímetros)

Cota	IN 19-1		IN 19-2		IN 19-7	
	Medido	Simulado	Medido	Simulado	Medido	Simulado
640	311,98	349,73				
630	271,06	305,82				
620	236,41	252,04	205,95	265,95		
610	184,04	207,58	201,49	256,44	122,59	188,66
600	124,62	162,73	166,38	207,44	111,48	188,00
590	69,61	107,72	105,13	139,56	76,67	159,33
580	17,83	31,10	26,51	39,88	17,95	47,33
576	0,13	0,00	-4,93	0,00	-5,97	0,00

6. ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1. ANÁLISE DOS MÓDULOS DE ELASTICIDADE

6.1.1. ELASTOPLÁSTICO

Na correção da curva tensão e deformação do modelo elastoplástico havia a preocupação quanto à variação do módulo de elasticidade quando é realizado o ajuste da porção plástica em uma reta, pois se pretendia que o módulo de Elasticidade da reta corrigida não tivesse uma diferença significativa do módulo secante a 50%. Por isso realizou-se uma análise comparando os módulos secantes a 50% dos dados de ensaio e das retas corrigidas e dessa comparação algumas considerações puderam ser feitas.

Essa análise foi chamada de Variação do Módulo Secante e não foi encontrada semelhante análise na literatura. Adotou-se como critério dividir o módulo secante da correção pelo módulo secante dos dados, reduzindo esse valor a 1 (um) e transformando-o em porcentagem.

$$Variação (\%) = \left[1 - \left(E_{corrigido} / E_{dados} \right) \right] * 100$$

Essa equação pode ser justificada porque os módulos dos dados, antes da correção, são maiores que os corrigidos e dividir o primeiro pelo segundo dá o resultado da porcentagem do valor corrigido em relação ao valor dos dados dos ensaios. Todavia, necessitava-se saber quanto o valor corrigido estava variando em relação ao valor dos dados dos ensaios, por isso reduzi-lo a 1 (um), para depois transformá-lo em porcentagem.

Na Figura 6.1 são apresentadas as curvas que representam a variação em porcentagem entre o Módulo secante a 50% da curva corrigida e o Módulo secante a 50% dos dados dos ensaios. A variação do E no aterro lançado é significativa sob baixas tensões de confinamento, estabilizando-se rapidamente a tensões próximas de 200 kPa, quando passa a ter variações em torno de 5%.

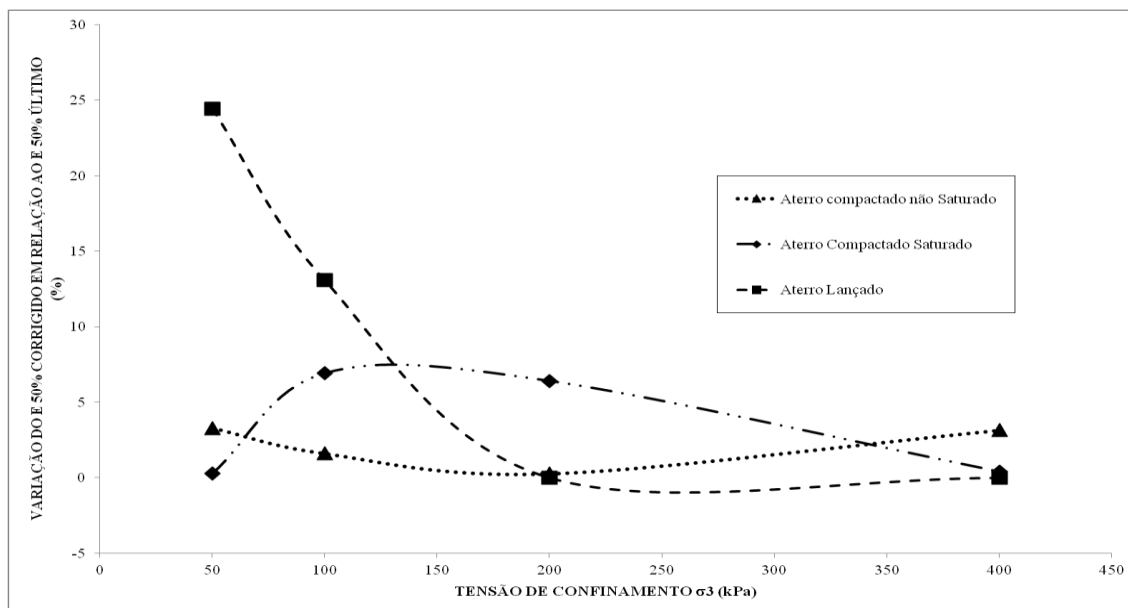


Figura 6.1 – Variação do $E_{50\%}$ entre as curvas de tensão x deformação corrigida e a sem correção
Fonte: O Autor

Uma hipótese para essas variações é que o critério de correção das curvas adotado não seja adequado, quando aplicado às curvas geradas sob baixas tensões de confinamento, tendo em vista que leva a interpretação de que nas condições de baixas tensões de confinamento no ensaio o material ainda estaria se ajustando internamente e por isso desenvolve uma curva de tensão e deformação muito irregular, com picos pronunciados e posterior queda brusca. O que corrobora essa hipótese é que nos demais materiais da barragem as variações, em situações de confinamento maiores que 200 kPa, não ultrapassam os 5%, com tendência a zero quanto maior é o confinamento.

ATERRO COMPACTADO NÃO SATURADO

O gráfico da Figura 6.2 compara os dados do ensaio do aterro compactado não saturado no qual se verificam três características da análise: primeiro, os valores corrigidos são muito próximos ao não corrigidos; segundo, as duas retas de tendência possuem o índice de correlação (R^2) maior que 95%, ou seja, mesmo que a linha de tendência seja pouco confiável, as duas apresentam dispersões semelhantes; e por fim, as duas linhas possuem uma tendência a convergirem para um ponto comum sob tensões maiores que 400 kPa.

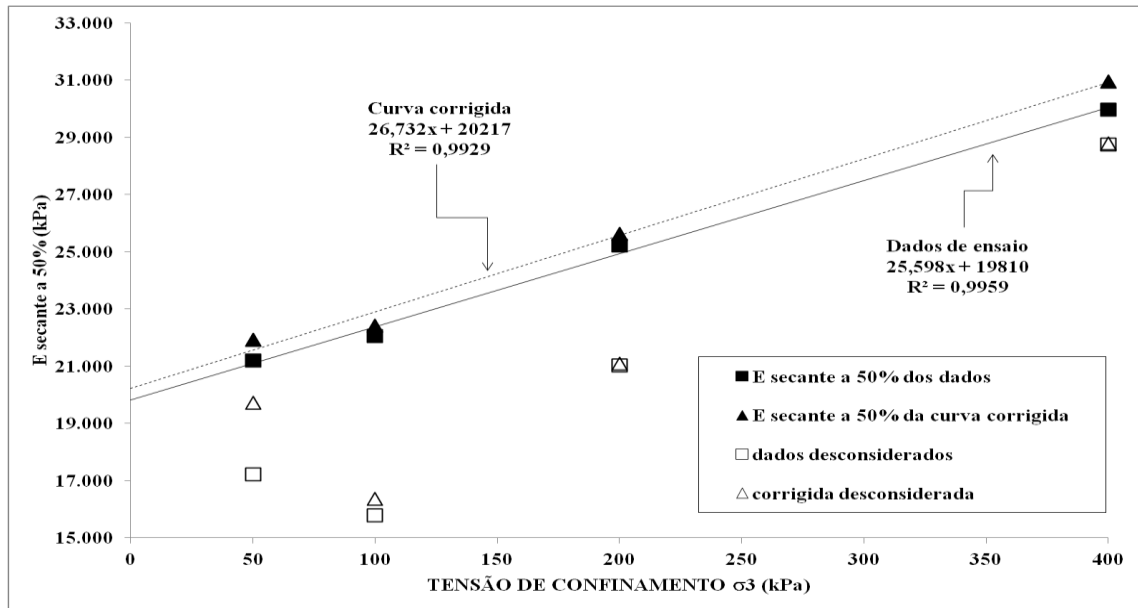


Figura 6.2 – Comparação entre o E 50% curva corrigida e curva do ensaio do aterro compactado não saturado Fonte: O Autor

ATERRO COMPACTADO SATURADO

Nos resultados das análises do solo do aterro compactado saturado (Figura 6.3) verifica-se que os ajustes das linhas de tendências descrevem convergência entre elas, inclusive com o índice de correlação (R^2) muito próximo.

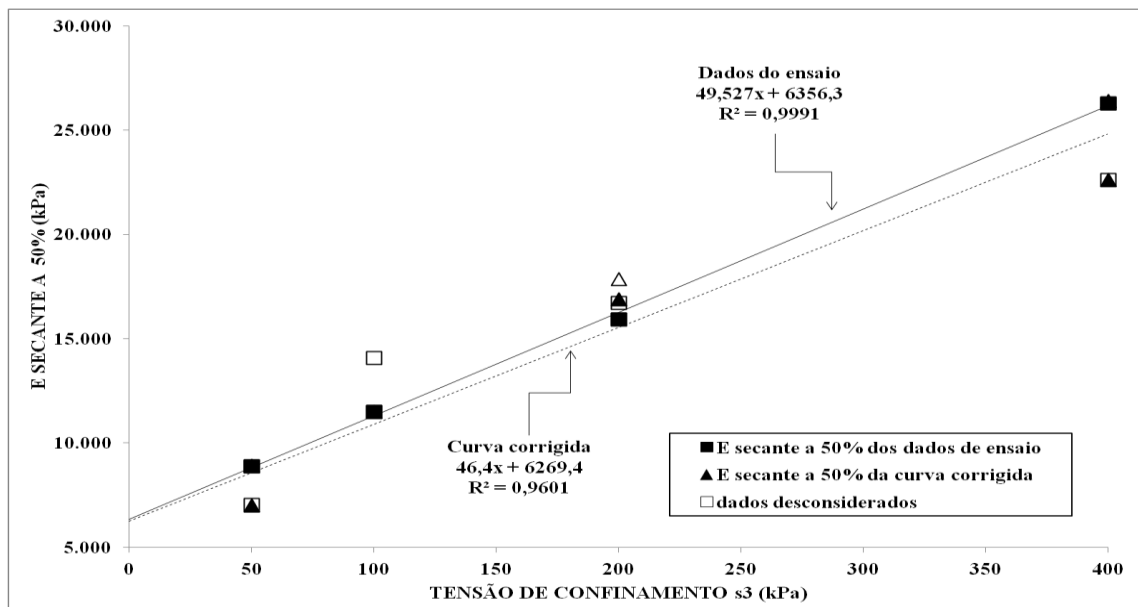


Figura 6.3 – Comparação entre o E 50% curva corrigida e curva do ensaio do Aterro compactado saturado Fonte: O Autor

ATERRO LANÇADO

Na análise dos módulos dos ensaios do aterro lançado (Figura 6.4), as linhas de tendência descrevem melhor convergência às tensões de confinamento mais baixas e mais dispersas quanto maior a tensão, apesar de apresentarem índice de correlação (R^2) próximo a 99%. Tanto na análise das curvas do aterro lançado, quanto nos aterros compactados saturados e não saturados, ficou claro que as dispersões dos módulos obtidos pelas correções das curvas ficam próximos aos valores sem correções das curvas. Além disso, em termos de análise da tendência observa-se que em todas há divergência das linhas.

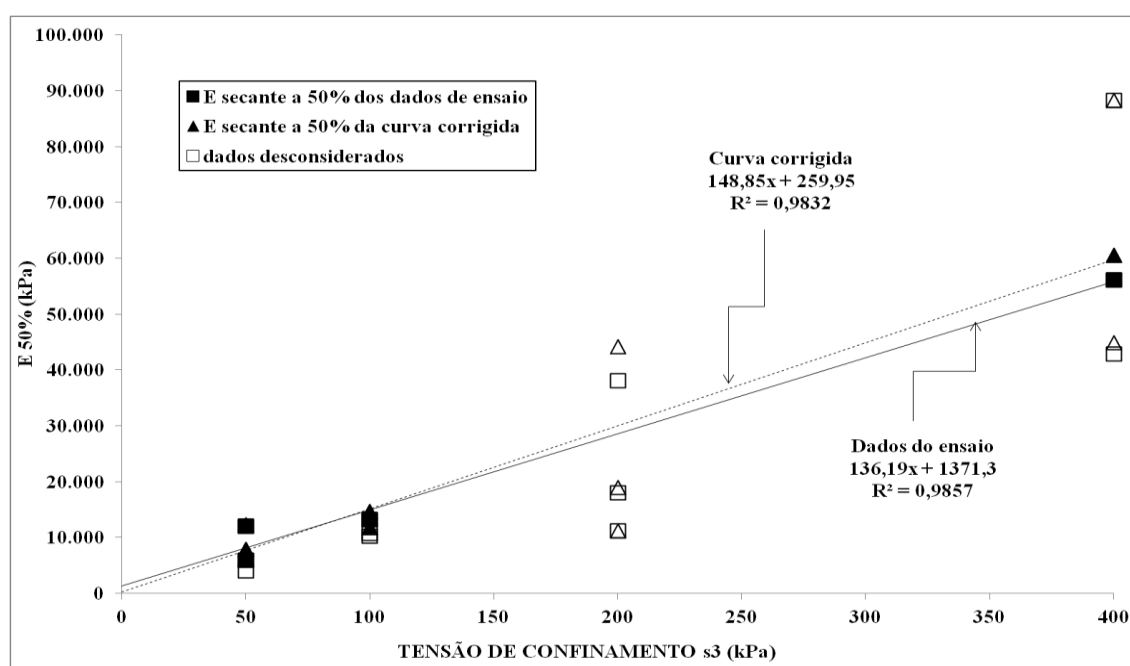


Figura 6.4 – Comparação entre o E secante a 50% da curva corrigida com o E secante da curva dos dados do Aterro Lançado Fonte: O Autor

REJEITO

O rejeito possui características distintas dos demais materiais, pois pequenos incrementos de tensões geram grandes deformações, fazendo com que a curva de tensão e deformação não desenvolva um pico de resistência pronunciado ou um ponto de plastificação (ponto de ruptura). Por exemplo, hipoteticamente a Figura 6.5 demonstra como a obtenção do ponto de plastificação pode influenciar no módulo secante a 50%. Nesse exemplo admitiu-se que plastificação a partir da tensão de 240 kPa, ponto tomado a partir do gráfico p e q no ponto onde a trajetória de tensão toca a envoltória de resistência, (E secante a 100% = 2.000 kPa), portanto, o E secante a 50% seria 120 kPa que corresponde ao $E = 2.400$ kPa. Nota-se

que quanto menor for a tensão desviadora para o ponto de plastificação adotado maior será o módulo E secante, chegando ao módulo máximo em E_i .

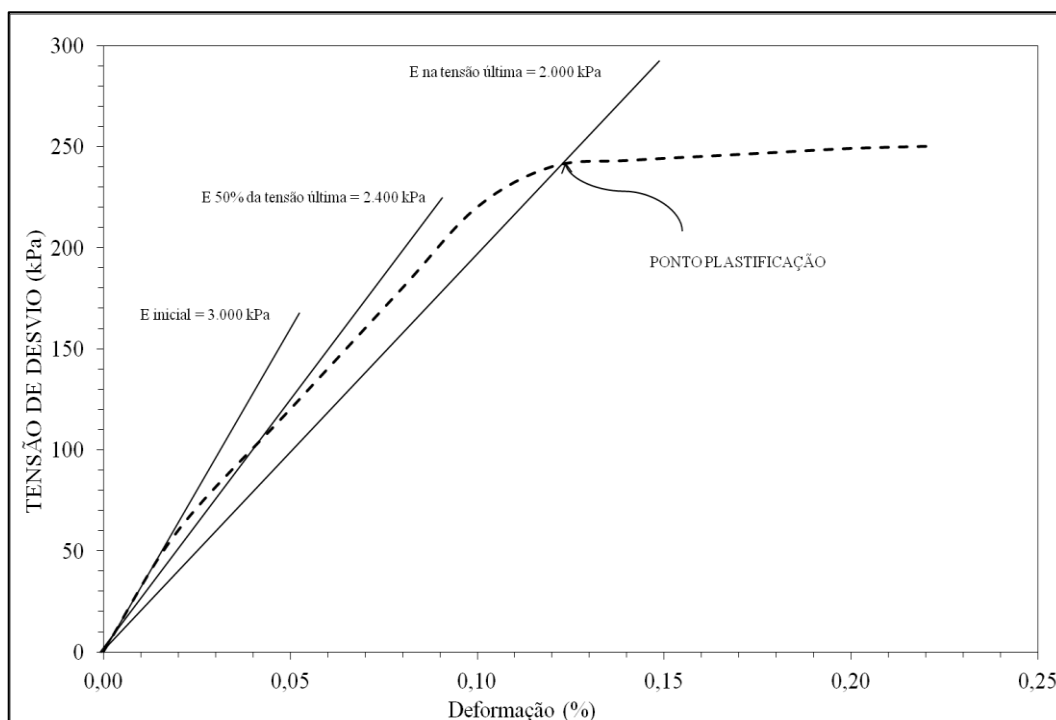


Figura 6.5 – Variação do E secante entre as curvas de tensão x deformação no rejeito Fonte: O Autor

Na prática essa variação do E secante pode ser observado pelo que é apresentado na Figura 6.6, na qual são demonstrados os módulos em função da tensão de confinamento (σ_3), E secante a 100%, 50% e no módulo inicial (E_i). Nesse gráfico não foi realizado ajuste do índice de correlação (R^2), porque a intenção é mostrar quanto os módulos podem variar nas mesmas amostras ensaiadas, pois cada grupo de dados possui diversas possibilidades de se traçarem retas com diferentes inclinações e, por consequência diferentes correlações, mostrando que o rejeito possui um comportamento complexo.

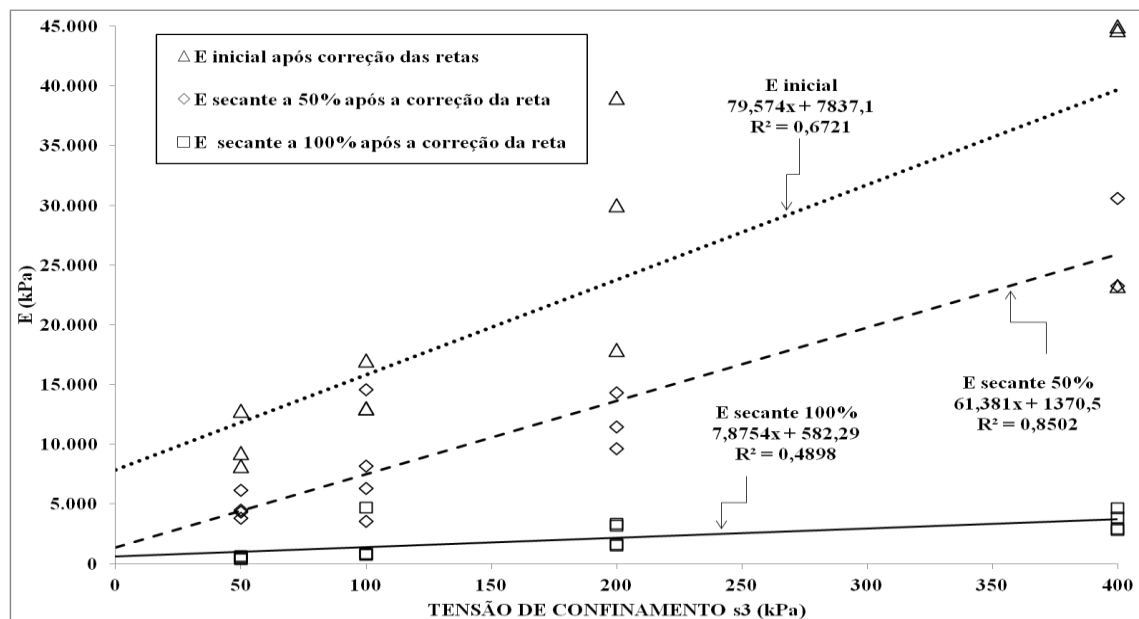


Figura 6.6 – E inicial, 50% e 100% obtido no Rejeito em função de σ Fonte: O Autor

6.1.2.HIPERBÓLICO

A mesma análise realizada no elastoplástico se repete no modelo hiperbólico. Contudo, é importante observar que tais comparações devem ser tomadas com cautela, pois nos dois modelos as correções podem ser tendenciosas, levando a interpretações superficiais. Afinal de contas, apesar da adoção de critérios nos índices de correlação (R^2) pontos importantes do universo amostral podem ser desconsiderados.

ATERRO COMPACTADO NÃO SATURADO

Na Figura 6.7, comparando o E secante a 50% no hiperbólico com o E 50% dos dados dos ensaios, observa-se que o material do Aterro Compactado não Saturado apresenta significativa diferença entre os módulos dos ensaios e da correção pela equação da hipérbole, aumentando essa diferença quanto maior a tensão de confinamento.

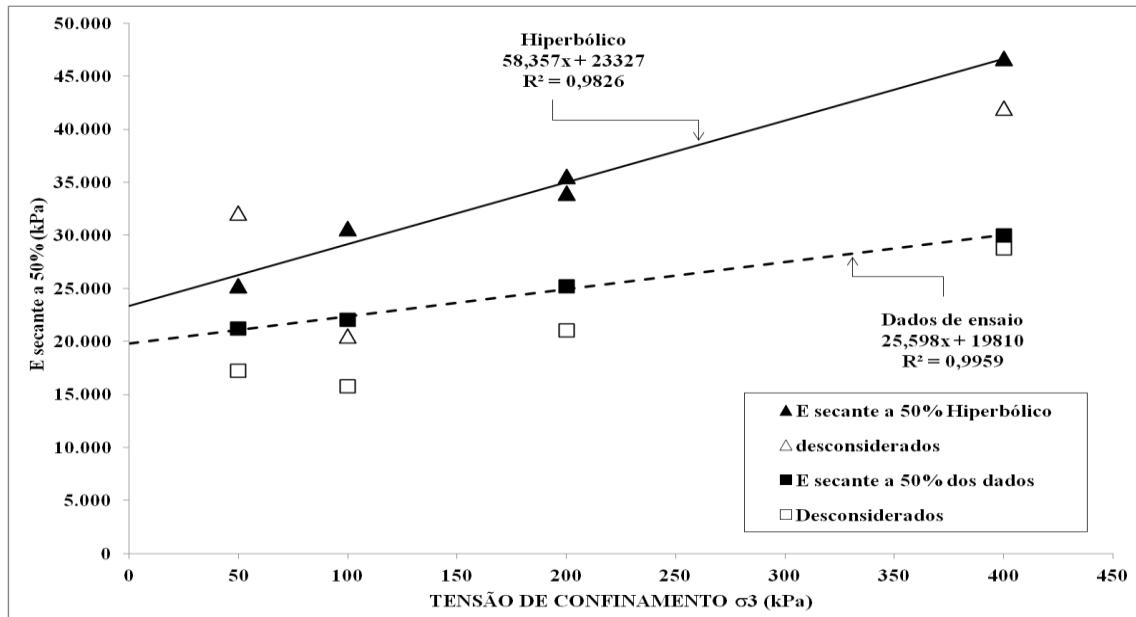


Figura 6.7 – E secante a 50% no modelo hiperbólico e nos dados dos ensaios no aterro compactado não saturado Fonte: O Autor

ATERRO COMPACTADO SATURADO

A Figura 6.8 compara a reta que correlaciona o E dos dados de ensaio com a reta que correlaciona os módulos corrigidos pela equação da hipérbole. Observa-se que há maior divergência quanto maior a tensão de confinamento entre as duas e que os parâmetros elásticos, na curva tensão em deformação sem correção, tendem a valores menores que no hiperbólico.

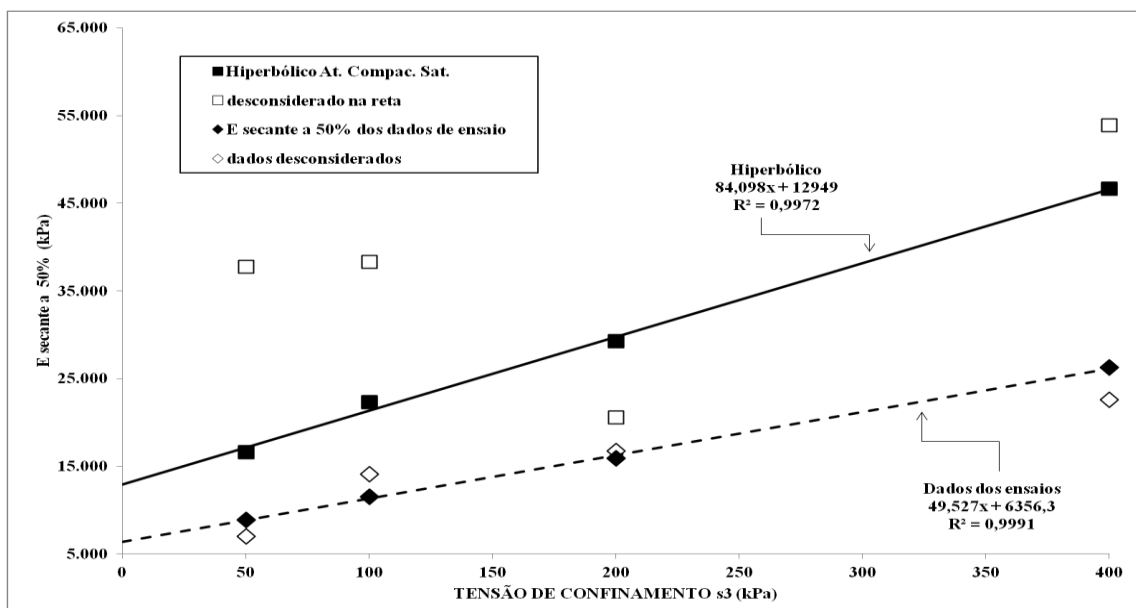


Figura 6.8 – Comparativo entre o E secante a 50% dos dados dos ensaios e E inicial no hiperbólico do Aterro Compactado Saturado Fonte: O Autor

ATERRO LANÇADO

O mesmo se aplica para os resultados das amostras do Aterro Lançado (Figura 6.9), nos quais as variações são maiores para os dados brutos, que para os dados do hiperbólico. Nesse material, qualquer variação é ocasionada pelo baixo controle de campo na sua compactação e suas características reológicas, pois é constituído por blocos milimétricos de solo residual de filitos, envolvidos por argilas, siltes e areias, com significativa presença de siltes e areias. Essa descrição do material não é corroborada por uma análise de laboratório. Entretanto, constitui-se como descrição *in loco* do material.

Diante dos fatos, é notório observar que o aterro lançado constitui-se em um material heterogêneo e, que por ser assim, possui porções (bolsões) onde há maior presença de argilas apresentando maiores deformações. Por outro lado, haverá bolsões com maior concentração de solo residual com características reliquiâres dos xistos, as quais imprimem maior resistência e menor deformabilidade ao material.

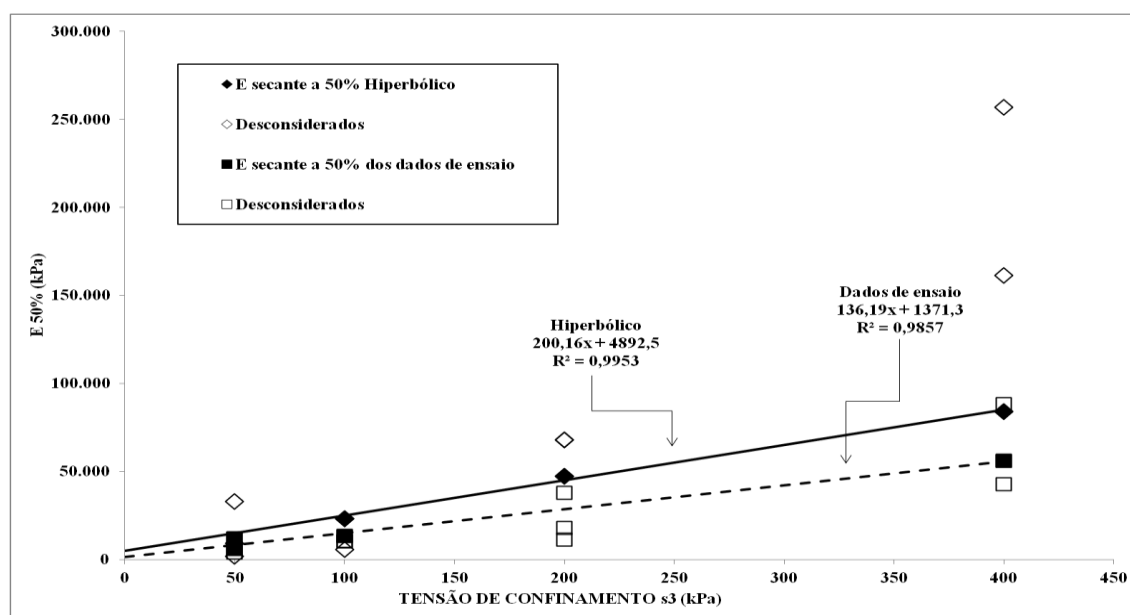


Figura 6.9 – Comparação entre o E secante 50% dos dados de ensaio e o E 50% no hiperbólico do Aterro Lançado Fonte: O Autor

REJEITO

Na análise realizada nessa pesquisa não é adequado tratar o E do Rejeito a 50 % ou E_i porque esses módulos correspondem a características do material após a consolidação e a pesquisa tendeu a analisá-lo no estado plástico. É evidente que, para analisá-lo no estado real, como se encontra em campo, a pesquisa teria que se ocupar unicamente do rejeito tratando-o

como um material com variações de metro a metro, com diferentes Módulos de Elasticidade, peso específico, coesão, ângulo de atrito entre outros fatores que surgiriam durante a pesquisa.

A Figura 6.10 apresenta a comparação entre os índices de correlação (R^2) dos Módulos a 100% dos dados dos ensaios e os Módulos 100% das curvas corrigidas pela equação da hipérbole. Nota-se que a reta dos dados possui um ângulo baixo e o intercepto igualmente baixo, enquanto na reta corrigida o ângulo é alto e o intercepto não é tão alto assim, porém maior que o primeiro. Por essa observação, pode-se questionar se o modelo hiperbólico aplicado ao rejeito, na forma proposta por Duncan e Chang (1970), seja apropriado, pois com a correção das curvas o material passou a apresentar maiores Módulos e, consequentemente, maiores parâmetros de resistência. Ao contrário disso, seria questionar se os ensaios realizados no material são apropriados para esse tipo de análise.

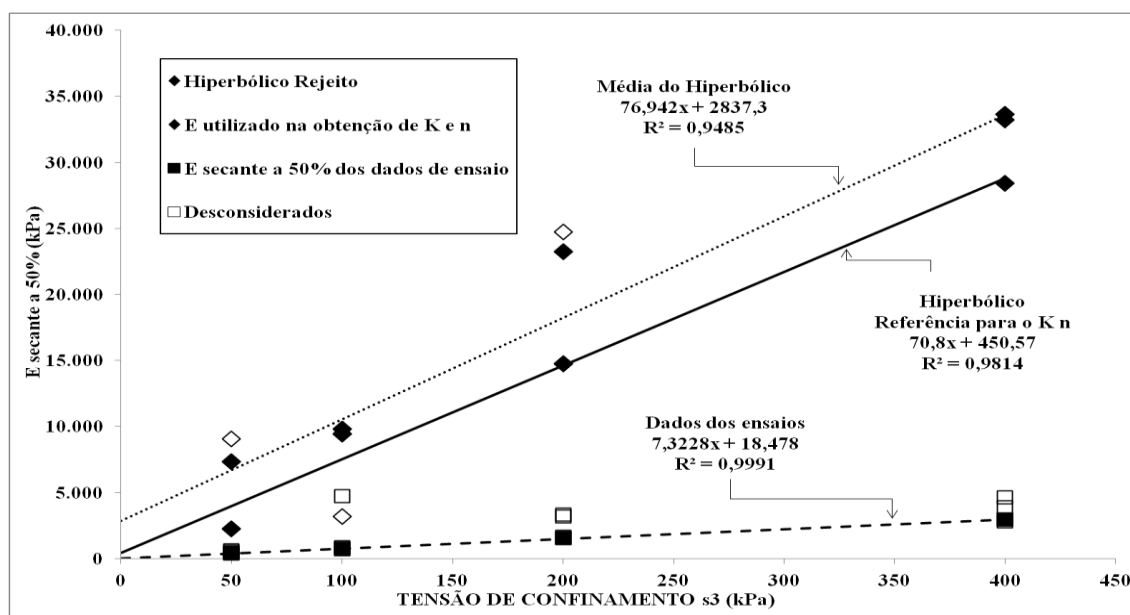


Figura 6.10 – Comparação entre o E secante 100% dos dados de ensaio e o E 100% no hiperbólico do rejeito Fonte: O Autor

Observar que há duas retas paralelas de correlações para o hiperbólico na Figura 6.10: a pontilhada corresponde a média entre os Módulo e , a linha cheia, corresponde aos Módulos mais baixos das tensões de confinamento (σ_3) 50, 100, 200 e 400 kPa. Coincidência ou não, a reta cheia apresenta o valor do intercepto próximo ao valor do Módulo encontrado na calibração do rejeito no modelo elastoplástico.

O rejeito constitui-se como um material muito especial, por vários aspectos: o mais marcante é que quando projetado no reservatório ele possui características similares à de um

líquido, já que não possui resistência alguma. Entretanto, logo após seu lançamento, perde a água e passa a comportar-se como um solo mole, “vivendo” assim até que o excesso de água saia da sua estrutura e passe a comportar-se como um solo “normal”, ou seja, um solo que sofreu adensamento e ganho de resistência ao longo do tempo.

O que se busca com esse comentário é trazer à luz o fato de que as três situações, água, muita água e pouca água, ocorrem simultaneamente na área do reservatório da barragem, ou seja, porções superiores no tanque do rejeito sofrem grandes deformações, enquanto estão sob o processo de sedimentação e que nas porções intermediárias o rejeito estará sofrendo adensamento e menores deformações. Nas porções inferiores, o material estará sofrendo endurecimento com menores deformações que nas fases anteriores. Em outras palavras, o rejeito tende a demonstrar heterogeneidade quando realizados os ensaios triaxiais, mesmo que as velocidades de execução do ensaio sejam significativamente baixas.

O Rejeito foi ensaiado com três pesos específicos secos diferentes: 1,10, 1,20 e 1,30 gf/cm³, as quais apresentaram três conjuntos de resultados diferentes que influenciaram diretamente nos resultados dos Módulos. No material mais denso os módulos tenderam a valores mais altos, enquanto nos menos densos a tendência foi para módulos menores.

Na Figura 6.11 essa característica pode ser observada pelo deslocamento vertical dos pontos nas tensões de confinamento. Por exemplo, os pontos obtidos em σ_3 deslocam-se verticalmente em uma “linha” bem definida. Lateralmente esses dados tão alinhados são possível obter no mínimo três retas de tendência, uma para cada peso específico. Ao contrário do que ocorre com os demais solos analisados, no rejeito a correção pela hipérbole trouxe os valores dos módulos para posições mais altas que os dados dos ensaios.

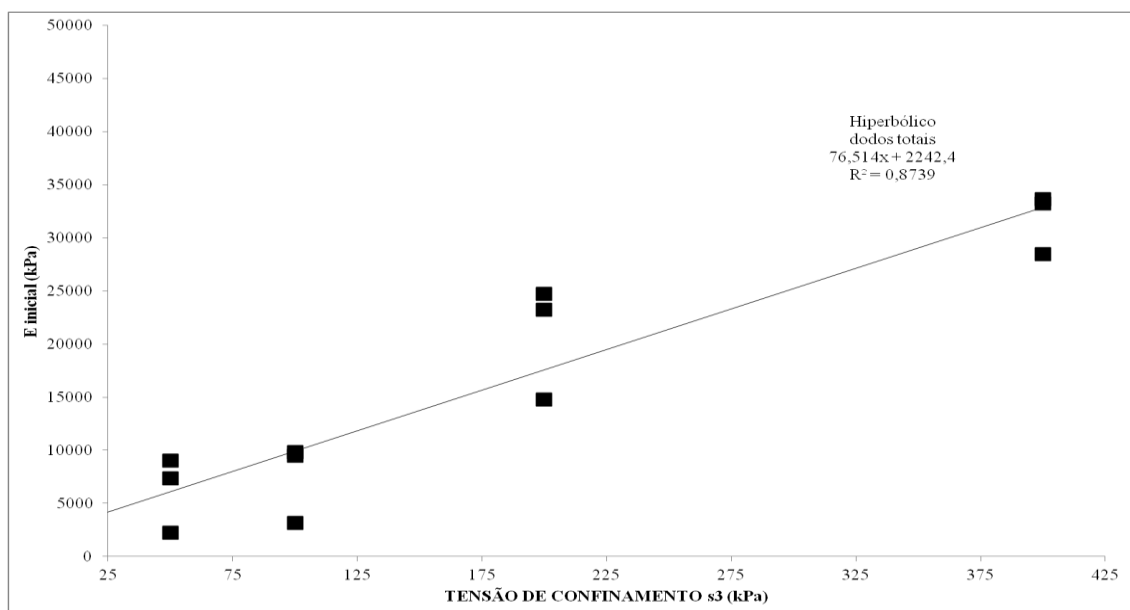


Figura 6.11 – E_i no modelo hiperbólico Fonte: O Autor

6.2. CONSIDERAÇÕES A RESPEITO DO COEFICIENTE DE POISSON

Assim como os parâmetros elásticos, os parâmetros de resistência tendem a variar em um mesmo tipo de material, sendo as variações ligadas a reologia do material e às condições de confinamento e drenagem. Por exemplo, no rejeito intuitivamente é de se esperar que a coesão e o ângulo de atrito variem em função da profundidade, ou do nível de confinamento do material, passando de uma condição de baixa resistência ao cisalhamento até uma condição mais resistente.

Entretanto, na análise de resistência, os parâmetros não foram tratados nesse nível de detalhe, pois fugiria do foco do trabalho. Foi considerado satisfatório obter a coesão e o ângulo de atrito pelo gráfico p e q , a partir da melhor correlação dos pontos na reta de tendência, como apresentado na Figura 6.12. Nota-se que os parâmetros de resistência no hiperbólico e no elastoplástico são muito próximos, sendo semelhantes também nos demais materiais analisados (Tabela 5.1e Tabela 5.4).

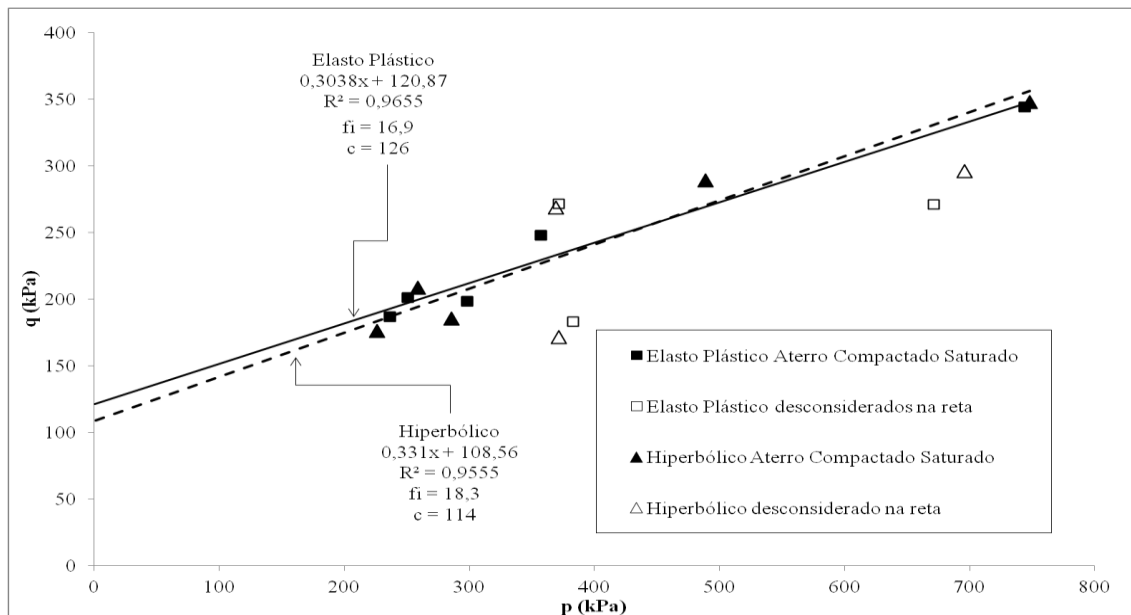


Figura 6.12 – Parâmetros c e ϕ no hiperbólico e Medido, do aterro compactado saturado Fonte: O Autor

Na análise do coeficiente de empuxo (k_0) e do coeficiente de Poisson (ν) utilizou-se da equação de Jaky (1944) associada à teoria da elasticidade, comentada na revisão bibliográfica e lembrada aqui:

$$k_0 = 1 - \text{sen}\phi \text{ (Jaky, 1944)}$$

Da teoria da elasticidade:

$$k_0 = \frac{\nu}{1 - \nu} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

Unindo as duas:

$$\nu = \frac{1 - \text{sen}\phi}{2 - \text{sen}\phi}$$

Sabe-se que a equação do coeficiente de empuxo no repouso foi determinada experimentalmente e que sua utilização deve ser realizada com cautela, principalmente na correlação com o coeficiente de Poisson. Todavia, na falta de medidas de variação de volume no ensaio, esse artifício foi aplicado, o qual se mostrou muito próximo ao publicado na literatura internacional para materiais semelhantes.

Os ensaios realizados nos materiais da barragem e utilizados na pesquisa são do tipo triaxial adensado e não drenado, portanto, cabe comentar que pela teoria da elasticidade o

Poisson seria 0,5, haja vista que não existe variação de volume durante a etapa de carregamento axial do ensaio. Contudo, essa não é uma realidade de campo e sendo assim admitiu-se o erro causado pela aproximação com as equações descritas acima. Sendo assim, da mesma forma que os parâmetros de resistência, o Poisson obtido e utilizado é corroborado pelo que há publicado na literatura internacional.

6.3.COMPARAÇÃO ENTRE RESULTADOS DOS MODELOS ELASTOPLÁSTICO E HIPERBÓLICO

No estudo das deformações, os dois modelos analisados mostraram-se similares ao longo dos alteamentos. A simulação pelo modelo elastoplástico, apesar de passar por diversas fases de calibração, ao final apresentou os resultados mais próximos às deformações medidas pelas placas de recalque. Porém, no modelo hiperbólico as deformações obtidas na modelagem evoluíram continuamente ao longo dos alteamentos.

6.3.1.PLACAS DE RECALQUE

A Placa MR-25A apresentou menores deformações verticais, melhores simuladas no Elasto Plástico, tanto antes da calibração quanto após calibração, demonstrando que as variações ao longo do tempo não ultrapassaram os 10% da deformação medida. Por sua vez, o modelo hiperbólico não apresentou convergência tão boa, no qual a simulação demonstrou variações das deformações reais na ordem de 17% e desvio padrão de 9% (Figura 6.13).

Perceber-se que no hiperbólico as simulações do rejeito não convergem como no elastoplástico, mesmo que as deformações nele simuladas demonstrem continuidade paralela a curva de deformação real. É possível que adaptações do modelo para solos moles possam representar melhor essa condição.

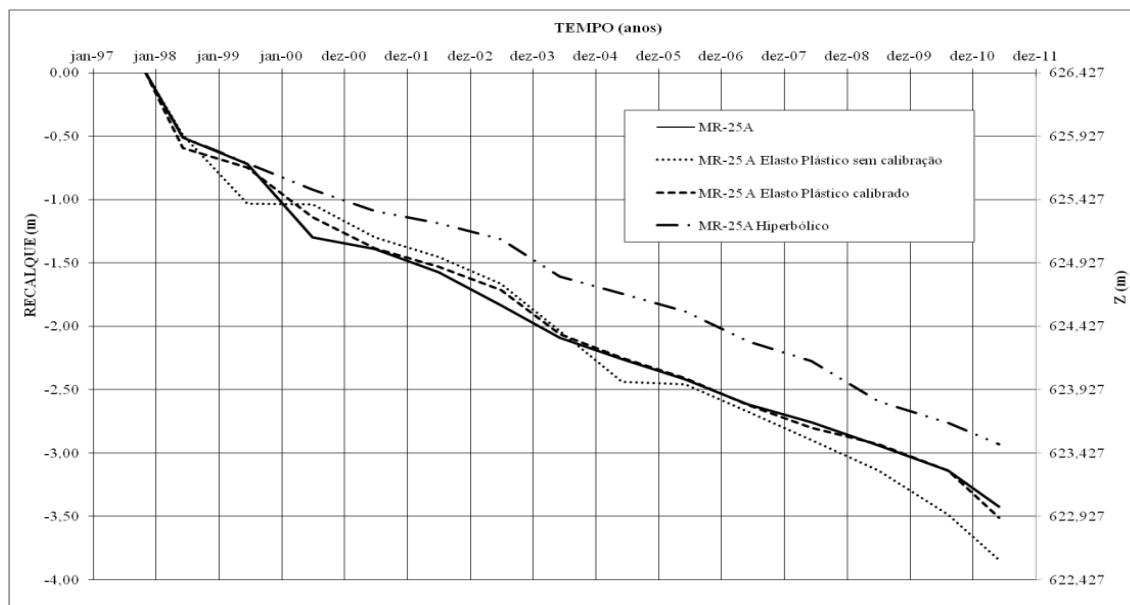


Figura 6.13 – Comparativo entre as simulações dos modelos elastoplástico e hiperbólico com o recalque medido na Placa MR-25A (no rejeito) Fonte: O Autor

A comparação da Placa MR-25C com o simulado dos dois modelos mostrou as mesmas condições vistas na Placa MR-25A para o hiperbólico, na qual as variações para a curva real estão em torno de 16% na média e desvio padrão de 5% (Figura 6.14). No elastoplástico, o que chama a atenção é a diferença entre as simulações das deformações antes da calibração com as deformações após a calibração, como é apresentado na Figura 6.14. Isso deve ocorrer porque a Placa MR-25C está distante do aterro compactado, sofrendo menor influência do maciço e maiores deformações.

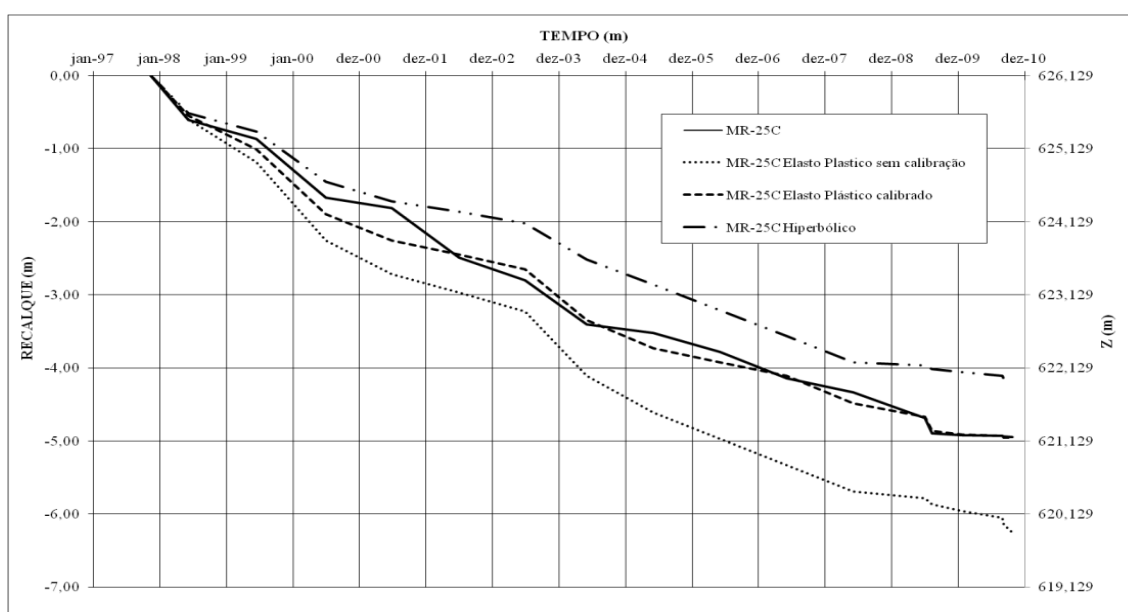


Figura 6.14 – Comparativo entre as simulações dos modelos elastoplástico e hiperbólico com o recalque medido na Placa MR-25C no rejeito Fonte: O Autor

6.3.2.INCLINÔMETROS

As simulações dos deslocamentos horizontais basearam-se nas curvas de deflexão acumulada de três inclinômetros instalados na porção de jusante do aterro compactado: Inclinômetro IN 19 – 1, instalado a 80 m jusante do eixo da etapa 20, Inclinômetro IN 19 – 2, instalado a 140 m a jusante do eixo da etapa 20 e Inclinômetro IN 19 – 7, instalado a 170 m jusante do eixo da etapa 20, praticamente no pé do talude.

Esses equipamentos foram instalados durante o período construtivo da etapa 19, com leituras disponíveis desde maio de 2009, na instalação, até outubro de 2010, final do construtivo da etapa 20. Diante disso cabe aqui comentar o seguinte: no modelo computacional considerou como início de uma etapa de alteamento o final da etapa anterior, todavia, os inclinômetros foram instalados durante a execução da etapa 19, portanto, na comparação entre a simulação e as deformações reais foi levado em consideração esse hiato de tempo.

A Figura 6.15 mostra o espaço de tempo entre o início do construtivo da Etapa 19 e a data de instalação dos Inclinômetros. Na comparação entre a curva de deflexão simulada e a curva real assumiu-se como zero o instante de instalação e não a data de início do construtivo da etapa 19.

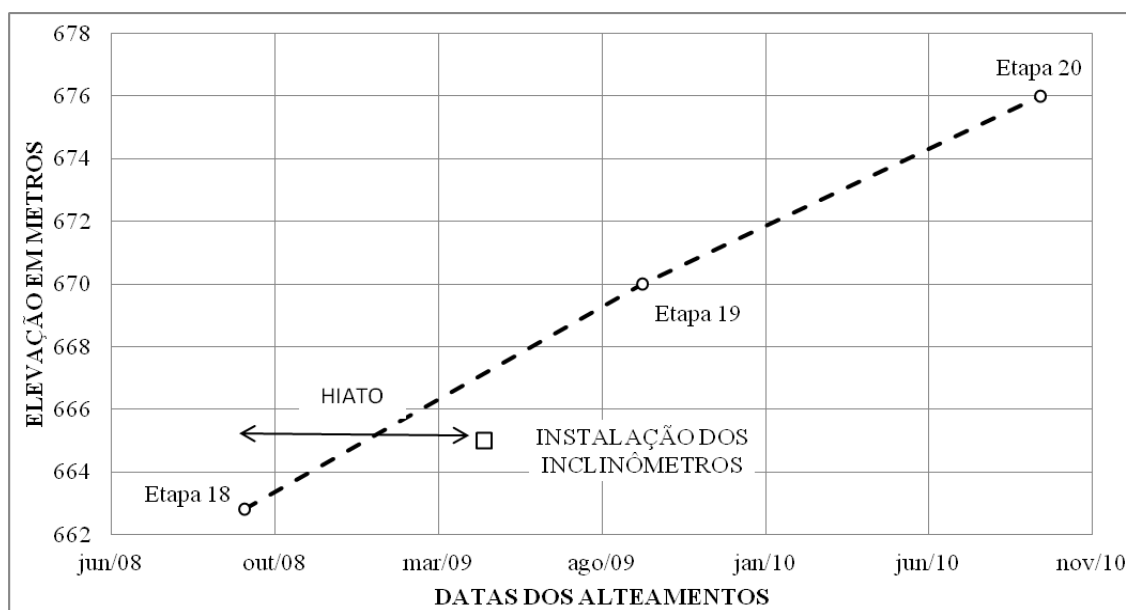


Figura 6.15 – Hiato de leituras entre o início construtivo da Etapa 19 e a instalação dos Inclinômetros
Fonte: O Autor

As curvas simuladas pelo hiperbólico e pelo elastoplástico, mesmo com as considerações a respeito do tempo de instalação dos Inclínômetros e as datas de alteamentos das etapas, apresentaram consideráveis variações em relação a curva de deflexão acumulada no Inclínometro IN 19-1 (Figura 6.16). O hiperbólico mostrou melhor convergência que o elastoplástico, apresentando uma curva constante e paralela à curva real, enquanto elastoplástico demonstrou certo desvio acima da cota 590 m, exatamente na interface entre o aterro e a fundação.

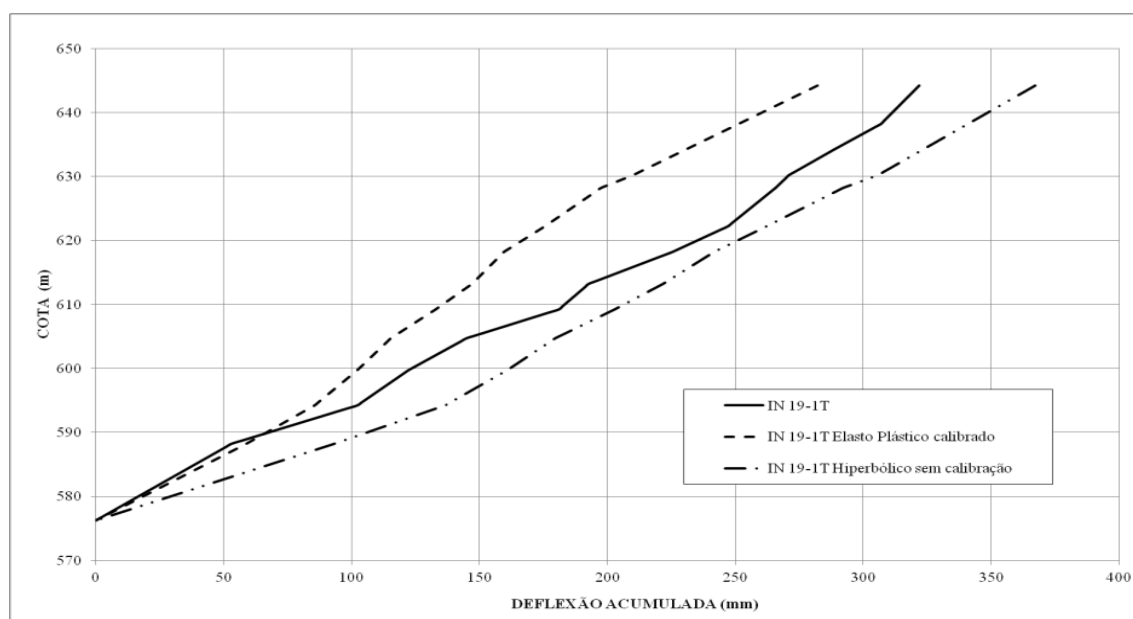


Figura 6.16 – Deflexão acumulada no Inclínometro IN 19-1 comparando as simulações dos modelos hiperbólico e elastoplástico Fonte: O Autor

A Figura 6.17 pretende representar o quanto variaram metro a metro as simulações em relação a deformação lida nos instrumentos. Entretanto, o curioso é que exatamente na cota 620 os modelos simularam situações totalmente opostas: enquanto o elastoplástico demonstrou as maiores deformações o hiperbólico simulou as menores deformações. Há diversas hipóteses para isto, todavia, há duas que parecem se adequar melhor ao problema: uma delas é que o elastoplástico não conseguiria simular satisfatoriamente deformações horizontais em aterro tão altos e a outra hipótese é que possa haver erros nas leituras do Inclínometro, erros na interpretação do pesquisador ou erro na calibração, ou seja, diversos erros embutidos na análise.

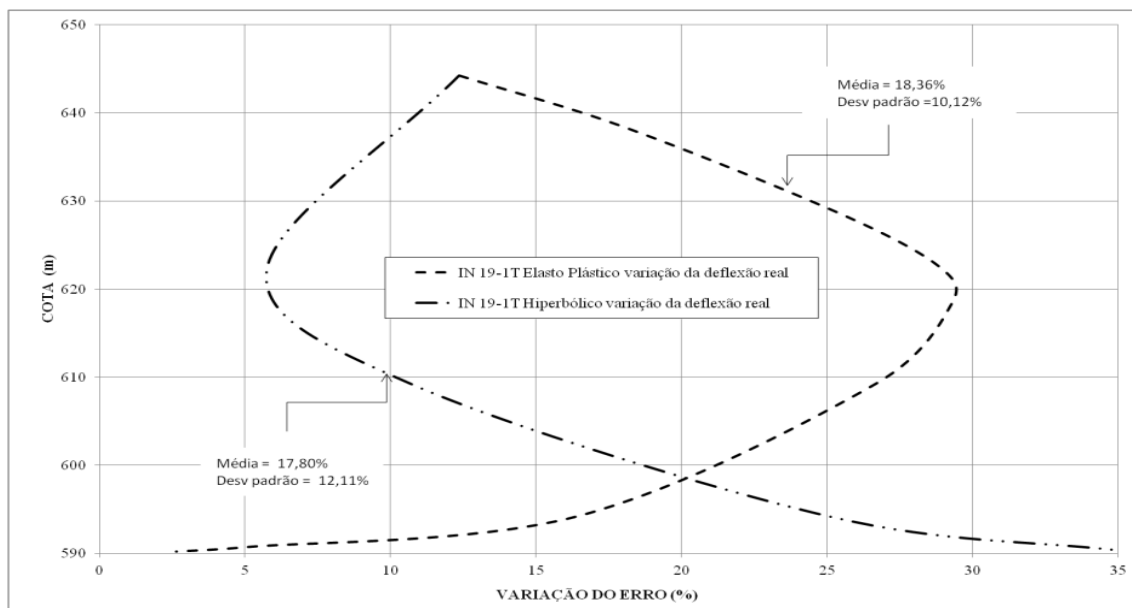


Figura 6.17 – Variação das deformações simuladas em relação a deflexão acumulada no Inclínômetro IN 19 – 1 Fonte: O Autor

Na posição do Inclínômetro IN 19 – 2 a altura do aterro não ultrapassa os 35 m e as simulações apresentaram melhores convergência entre si e em relação a deflexão acumulada, medida no equipamento (Figura 6.18). O elastoplástico simulou a curva mais próxima da curva real e o hiperbólico, apesar de menor convergência, simulou uma curva constantemente paralela ao medido.

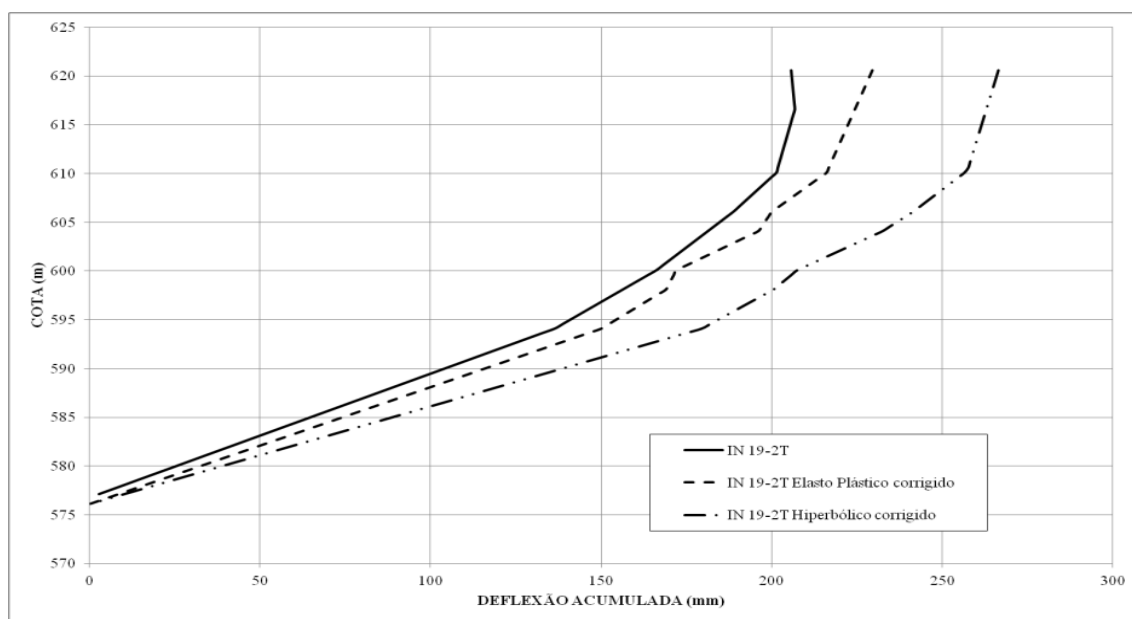


Figura 6.18 – Deflexão acumulada inclinômetros IN 19 – 2 comparando as simulações dos modelos hiperbólico e elastoplástico

A simulação do hiperbólico apresentou maiores deslocamentos que o elastoplástico. Estatisticamente este é mais convergente que aquele, com média e desvio de 7,36% e 2,97%, respectivamente. A maior variação do elastoplástico ocorre entre a cota de fundação 590 m e a cota 605 m, semelhante ao que acontece na comparação das simulações com a curva do Inclínômetro IN 19 – 1, onde as maiores deformações são observadas. Esse trecho vertical da barragem, que se encontra o Inclínômetro IN 19 – 2, corresponde às etapas de alteamento 17, 18 e 19, diferente do que ocorre no Inclínômetro IN 19 – 1 onde as etapas de alteamento correspondentes são 14 e 15.

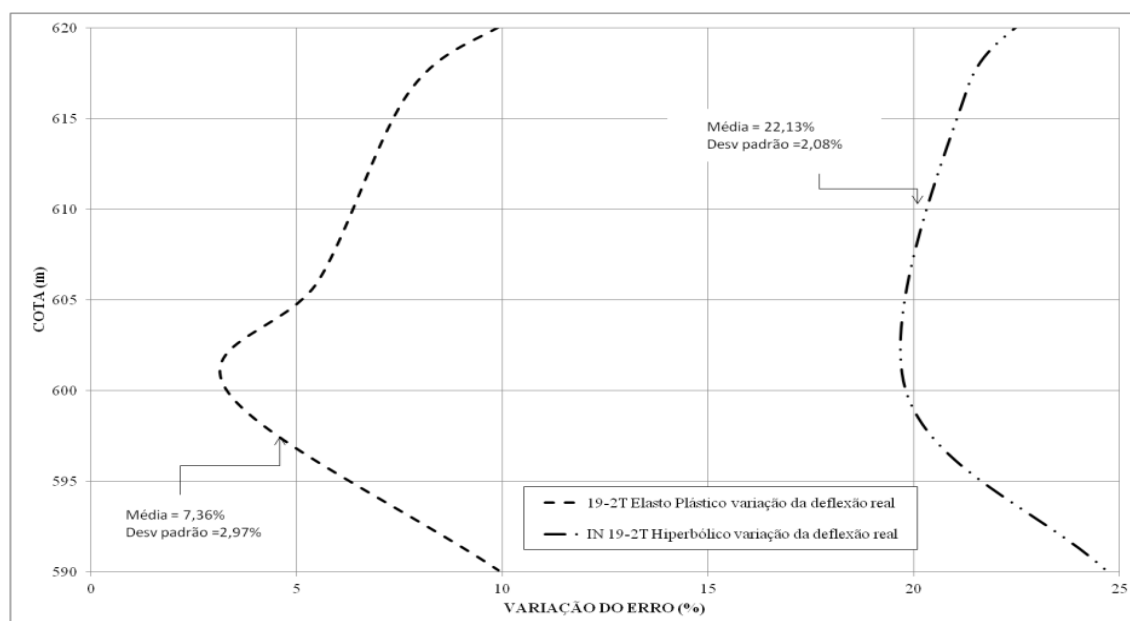


Figura 6.19 – Variação das deformações simuladas em relação a deflexão acumulada no Inclínômetro IN 19 – 2 Fonte: O Autor

Na Figura 6.20 são apresentadas comparativamente as curvas simuladas dos modelos e a curva de deflexão acumulada do Inclínômetro IN 19 – 7. Nessa figura observa-se que a simulação dos dois modelos prevê a deformação menor que o real para o trecho entre as cotas 595 m e 610 m, justamente no trecho em que as demais simulações, nas seções anteriores, demonstraram variações significativas, pra mais ou pra menos.

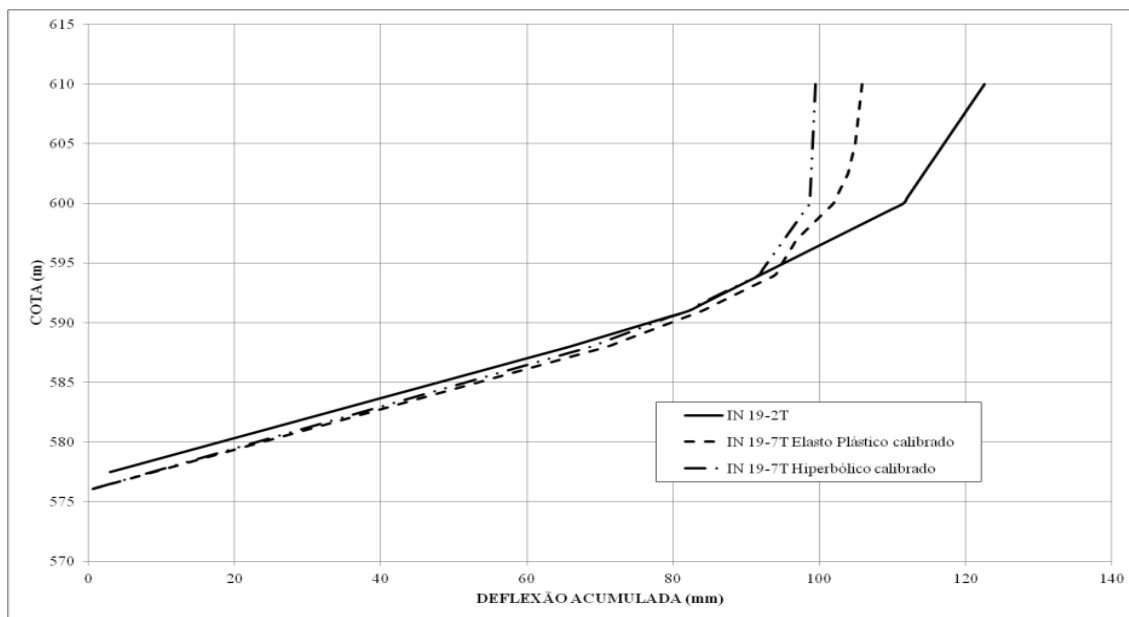


Figura 6.20 – Deflexão acumulada Inclinômetro IN 19 – 7 comparando as simulações dos modelos hiperbólico e elastoplástico Fonte: O Autor

As variações observadas na análise do Inclinômetro IN 19 – 7, apresentadas na Figura 6.21, são concordantes ao que vem ocorrendo nas demais comparações, inclusive no mesmo trecho entre 590 m e 610 m quando as simulações foram maiores.

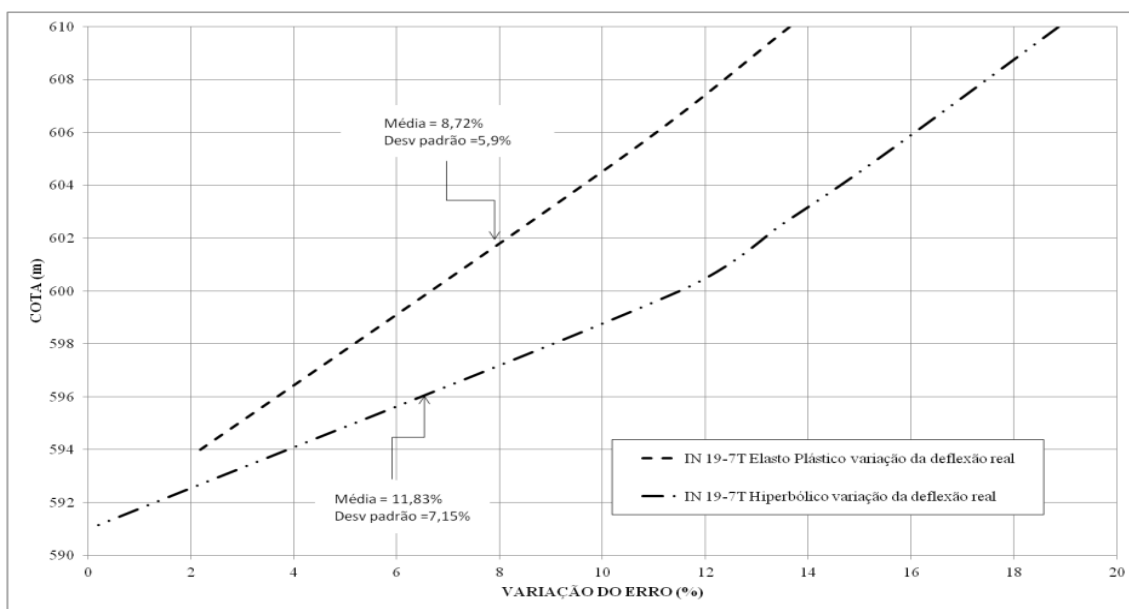


Figura 6.21 – Variação das deformações simuladas em relação a deflexão acumulada no inclinômetro IN 19 – 7 Fonte: O Autor

A Tabela 6.1 compara os valores das variações encontradas nas análises simuladas nos três Inclinômetros de referência, chamando a atenção que quanto mais alta a seção da barragem maior é a variação e o desvio. Esperava-se que o hiperbólico apresentasse maiores

divergências em relação ao elastoplástico. Todavia, elas não foram tão significativas nos Inclínômetros IN 19 – 1 e IN 19 – 7, diferentemente do que ocorre no IN 19 – 2 onde as divergências são significativas.

Tabela 6.1 – Variação das curvas simuladas em relação às curvas reais (%)

Inclinômetro	Hiperbólico		Elastoplástico	
	Média	Desvio padrão	Média	Desvio padrão
IN 19-1	18,36	10,12	17,80	12,11
IN 19-2	22,13	2,08	7,36	2,97
IN 19-7	11,83	7,15	8,72	5,90

7. CONCLUSÕES

O critério de determinação das retas no trecho elástico e no trecho plástico, do modelo elastoplástico, mostrou-se muito útil e prático se a finalidade é a obtenção de parâmetros elásticos e de resistência. Sobretudo se não houver dados disponíveis de coeficiente de Poisson e coeficiente de empuxo K_0 para a realização da análise.

Apesar do modelo hiperbólico não possibilitar a realização de calibrações, por estarem os seus parâmetros inter-relacionados, obter de antemão os parâmetros elásticos, provenientes de uma análise prévia no elastoplástico, mostrou-se de grande utilidade. Isso ocorre por que dentro do universo de possibilidades de correlações, dentre os dados de ensaios disponíveis, selecionar o que melhor se enquadra na situação estudada pode tomar tempo e convergir a resultados não satisfatórios. Ou seja, a calibração do elastoplástico antes do hiperbólico direcionou a seleção dos parâmetros deste, os quais se mostraram adequados à análise pretendida.

Os parâmetros elásticos adotados demonstraram que não é possível generalizá-los para extensas áreas com heterogeneidades evidentes. Exemplo disso são as respostas à comparação entre a simulação das deformações horizontais e as curvas de deflexão dos inclinômetros, as quais demonstraram significativas variações da deformação real nos três pontos dos inclinômetros analisados.

Por isso seria adequado que em análises desse tipo fossem levadas em consideração a variação vertical e horizontal da resistência e deformação dos materiais envolvidos, dividindo a área maior em áreas menores de acordo com suas características.

As variações no trecho entre as cotas 595 m e 610 m, nos três Inclínômetros, induzem que seja possível que os modelos não estejam incorretos nas suas previsões, mas que o aterro seja propenso a deformações maiores nessas cotas, portanto, carece melhores estudos.

A simulação das deformações no rejeito mostrou que esse material possui características bastante distintas, sobretudo em relação à proximidade do aterro compactado, que seguramente desestimula maiores deformações, haja vista as que deformações reais na Placa MR-25C (mais distante do aterro) são maiores que na Placa MR-25A (mais próximo ao aterro).

O resultado da calibração dos módulos de elasticidade mostrou que as variações entre o estimado e o calibrado podem ser significativas, por exemplo, o módulo do rejeito, estimado dos dados de ensaios (elastoplástico) foi de 1.250 kPa enquanto na calibração esse valor caiu para 535 kPa, próximo a 60% menor. Outro material que apresentou considerável diferença entre o calibrado e o estimado foi o aterro lançado, no qual o valor inicial era de 12.643 kPa passando para 6.500 kPa após a calibração, ou seja, próximo a 50%.

No aterro compactado saturado os valores também variaram, de 15.188 kPa estimado para 8.000 kPa calibrado, ou próximo a 50%. Todavia, isso pode ter ocorrido porque esse material foi considerado submerso, fato que altera consideravelmente as suas características, haja vista que o aterro compactado não saturado não demonstrou grandes variações, de 22.500 kPa para 22.000 kPa, menos de 10%. Os materiais do aterro compactado não saturado e do aterro compactado saturado, em campo são os mesmos, porém foram ensaiados diferentemente, por isso a variação maior no saturado chama a atenção. Por outro lado quando simuladas as deformações pelo modelo hiperbólico percebe-se que as respostas do aterro compactado não saturado de 22.405 kPa e do aterro compactado saturado de 12.949 kPa simulam satisfatoriamente as condições da barragem, com valores bastante próximos do modelo elastoplástico.

Como já foi comentado, o rejeito após a calibração apresentou o mais baixo módulo de elasticidade. Entretanto, essa não deve ser tomada como verdade absoluta, porque apesar de não ter sido realizada nenhuma análise para verificar a variação vertical da característica

elástica do material, sabe-se que o módulo dele no fundo do tanque tende a apresentar-se maior que na superfície. Pode-se dizer isso porque quando o material é lançado ele pode conter até 150% de água na sua composição e à medida que ele é empilhado, outras camadas são sobrepostas, vai perdendo água sofrendo processo de consolidação e adensamento, adquirindo assim maior rigidez e maior resistência, ou seja, o módulo obtido na análise deve corresponder a valores do material ainda em processo de sedimentação, caso contrário seriam valores ainda maiores.

Ainda se não bastasse o rejeito possuir essas características de tão variáveis módulos ele ainda possui uma característica que não foi tratada adequadamente no trabalho e que deve ser levada em consideração no conjunto como um todo: ele é constituído por granulometrias que variaram ao longo do tempo desde siltes arenosos até areia fina a média (ver Figura 4.4), tendendo a granulometria ficar mais grossa com o avanço da lavra. Isso ocorre devido ao tipo de depósito mineral que se está lavrando, que consiste em ouro associado a mineralizações em veios de quartzo e sulfetos de ferro. Significa que o rejeito de modo geral possui peso específico maior que os materiais do aterro compactado e quando em contato com este pode provocar maiores deformações na base de montante do aterro.

De forma geral, a deformabilidade maior do rejeito induz o conjunto aterro compactado, lançado e rejeito a maiores deformações na porção de montante, exatamente na saia de montante do aterro, provocando plastificações longitudinais na crista e no corpo do aterro. Essa afirmação é corroborada por plastificações observadas em seções paralelas à estaca 25+00, lidos nos inclinômetros instalados no talude de montante, nos quais há considerável deflexão no topo do tubo para montante, enquanto a base demonstra deformações para jusante.

Por fim, três considerações são importantes de serem realizadas: a primeira diz respeito ao monitoramento por instrumentos instalados na barragem, cada qual com sua função e utilidade. Foi imprescindível a utilização dos instrumentos para a calibração dos parâmetros elásticos, pois sem eles não seria possível fazer qualquer tipo de análise real. A partir das suas leituras, puderam ser comparados os dados dos ensaios com as respostas reais de campo, calibrando parâmetros reais.

A segunda observação é a respeito dos Coeficientes de Poisson, que foram inferidos a partir da equação empírica de Jaky (1944) e a correlação com a teoria da elasticidade, os

quais demonstraram relativa similaridade com o que é encontrado na literatura internacional. Entretanto, nada substitui observações diretas a partir de ensaios específicos, com medidas de variação transversal e axial do volume da amostra no ensaio triaxial.

A terceira consideração é referente aos módulos de elasticidade obtidos nos dados dos ensaios, nos dados calibrados do elastoplástico e no hiperbólico, os quais demonstraram serem bastante próximos aos valores encontrados por diversos autores na literatura internacional.

8. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Determinar a curva de retenção de água no solo para os diferentes materiais e trabalhar com dados de sucção mátrica.

Realizar a análise de deformação pelo SIGMA-W acoplada ao SEEP-W, prevendo aos alteamentos o fluxo de água dentro do conjunto e a sua reação diante da variação da franja capilar ao longo do tempo.

Realizar a análise variando o Módulo E em função da profundidade, assumindo vários níveis reológicos diferentes dentro do mesmo maciço. Isso minimizaria o efeito da heterogeneidade do meio em uma seção.

Ensaiai o rejeito com amostras coletadas em diversas cotas diferentes, visando verificar a variação granulométrica, características de resistência e características elásticas do material.

Realizar nova campanha de investigações dos materiais da barragem, sobretudo ensaios triaxiais drenados, com medida de variação de volume e variação da deformação transversal da amostra.

9. BIBLIOGRAFIA

- ALLEN, P.A., e J.R. ALLEN. *Basin Analysis - Principles and Applications*. Australia: Blackwell Publishing, 1990.
- BARDET, J.P. *Experimental soil mechanics*. New Jersey: Prentice-Hall, Inc., 1997.
- BASSO, R.V. *Estudo tensão-deformação de um enrocamento visando barragens de enrocamento com face de concreto - Dissertação de Mestrado*. São Paulo: USP, 2007.
- CRUZ, P.T. *100 Barragens Brasileiras - Casos Históricos Materiais de Construção e Projeto*. São Paulo: Oficina de Texto, 1996.
- DAS, B. M. *Fundamentos de engenharia geotécnica, Tradução da 6ª ed. norte-americana*. São Paulo: Thonson Learning, 2007.
- DUNCAN, J.M., e C. CHANG. "Nonlinear Analysis of Stress and Strain in Soil." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, setembro de 1970: 1629-1653.
- DUNNICLIFF, J., e G.E. GREEN. *Geotechnical instrumentation for monitoring field performance*. Vol. 1. Nova York: John Wiley & Sons, Inc, 1993.
- FAGLIONI, A.F. *Análise não-linear física de vigas de concreto armado utilizando o elemento finito prismático regular linear associado ao de barra - Dissertação de mestrado*. Ilha Solteira/SP: UNESP-Ilha Solteira, 2006.
- FIORI, A.P, e L. CARMIGNANI. *Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas - Aplicações na estabilidade de taludes*. Curitiba: UFPR, 2009.
- FRANÇA, P.T. *Estudo do comportamento de túneis - Dissertação Mestrado*. São Paulo: USP, 2006.
- GEO-SLOPE International Ltda. *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W 2007 - An engineering methology - Fourth edition*. Calgary, Alberta, Canada: Geo-Slope, 2009.
- HUNT, R.E. *Geotechnical engeneering investigation-Handbook*. New York: Taylor & Francis Group, 2005.
- IBAÑEZ, J.P. *Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados - Dissertação Mestrado*. Rio de Janeiro: PUC-RIO, 2003.
- KONDNER, R.L. "Hyperbolic Stress-Strain Response: Cohesive soils." *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division - Proceedings of the American Society of Civil Engineers*, february de 1963: 115-143.
- LAMBE, T.W., e R.V. WHITMAN. *Mecánica de suelos*. MEXICO: Limusa, 1972.

- LIMA, L. M. K. *Retroanálise de deformação de um depósito de rejeitos finos de mineração construído pelo método sub aéreo - Dissertação de Mestrado*. Vol. Dissertação Mestrado. Ouro Preto: UFOP, 2006.
- MARQUES FILHO, P.L. "Geologia de barragens e obras Hidrelétricas - notas de aulas." *Não Publicado*. Curitiba: UFPR, 1983. 230p.
- MONTE, M.B., J.A. SAMPAIO, P.F. GONTIJO, e L.A. TONDO. *Ouro - RIO PARACATU MINERAÇÃO*. Vol. I, em *Usinas de beneficiamento de minérios do Brasil*, por J.A. SAMPAIO, A.B. da LUZ e F.F. LIUS, 319-325. Rio de Janeiro: CETEM/MCI, 2001.
- MORAES, D.P. de. *Modelos elastoplásticos para solos argilosos: capacidade de previsão de comportamento e integração da relação constitutiva - Dissertação de mestrado*. Brasília: UnB, 2002.
- MURRUGARRA, D. A. P. *Modelagem numérica do comportamento estático e sísmico de barragem de terra - Dissertação de Mestrado*. Rio de Janeiro: Depart. de Eng. Civil/PUC-RIO, 1996.
- PINTO, C. S. *Curso básico de mecânica dos solos*. São Paulo: Oficina de Textos, 2001.
- REIS, J.H.C. dos. *Interação solo estrutura de grupo edifícios com fundações superficiais em argila mole - Dissertação de Mestrado*. São Carlos: USP/São Carlos, 2000.
- ROCHA, A. M. da. *A Teoria da Elasticidade como Fundamento Teórico da Resistência dos Materiais - suas fórmulas básicas e métodos gerais (Tese)*. Rio de Janeiro: Escola Nacional de Engenharia, 1950.
- SILVEIRA, J.F.A. *Instrumentação e segurança de barragens de terra e enrocamento*. Vol. 1. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.
- TAYLOR, D.W. *Fundamentals of soil mechanics*. Vol. 1/1. New York: John Wiley & Sons, 1948.
- TERZAGHI, K., e R.B. PECK. *Mecánica de suelos en la ingeniería práctica*. Buenos Aires: El Ateneo, 1955.
- TIMOSHENKO, S. P. *Theory of Elasticity*. New York: McGraw-Hill, 1934.
- VALLEJO, L.I.G. de, M. FERRER, L. ORTUÑO, e C. OTEO. *Ingeniería geológica*. Vol. 1. MADRI: Pearson Educación, 2002.
- VARGAS, M. *Mecânica dos solos*. Vol. I. São Paulo: USP, 1974.
- VICK, S.G. *Planning, design and analysis of tailings dams*. Nova York: John Wiley & Sons, 1983.

ANEXOS

I.Dados dos ensaios

Dados dos ensaios no rejeito

Foram realizados ensaios pela KBM com corpos de prova de rejeitos moldados com massas específicas secas iguais a 1,10; 1,20 e 1,30 g/cm³. Para cada valor de massa específica seca aplicaram-se as tensões confinantes iguais a 50, 100, 200 e 400 kPa (Figura. I.1).

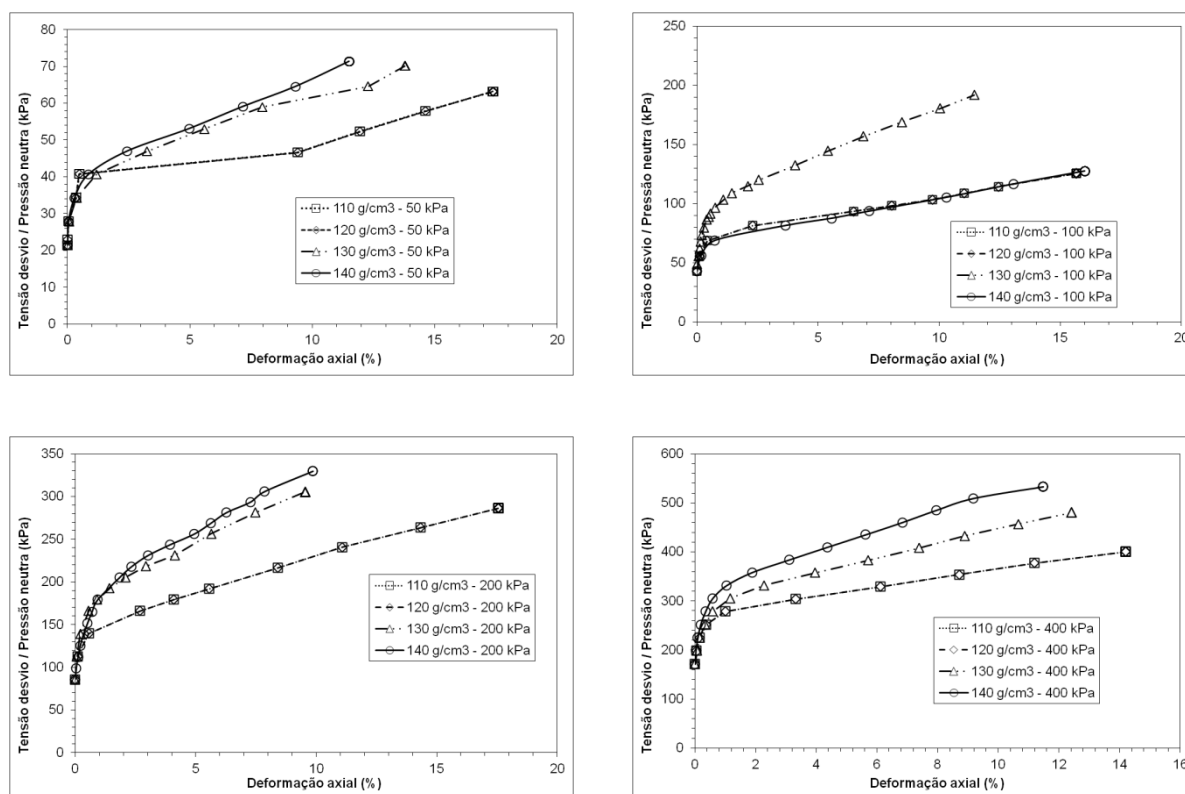


Figura. I.1 – Dados das curvas de tensão e deformação dos ensaios realizados no rejeito Fonte: KBM

O ângulo de atrito do rejeito varia em torno de 28,5° e a coesão não é maior que 6 kPa, entretanto os valores da coesão são tão baixos que pode-se admi-ti-lo igual a zero Figura. I.2.

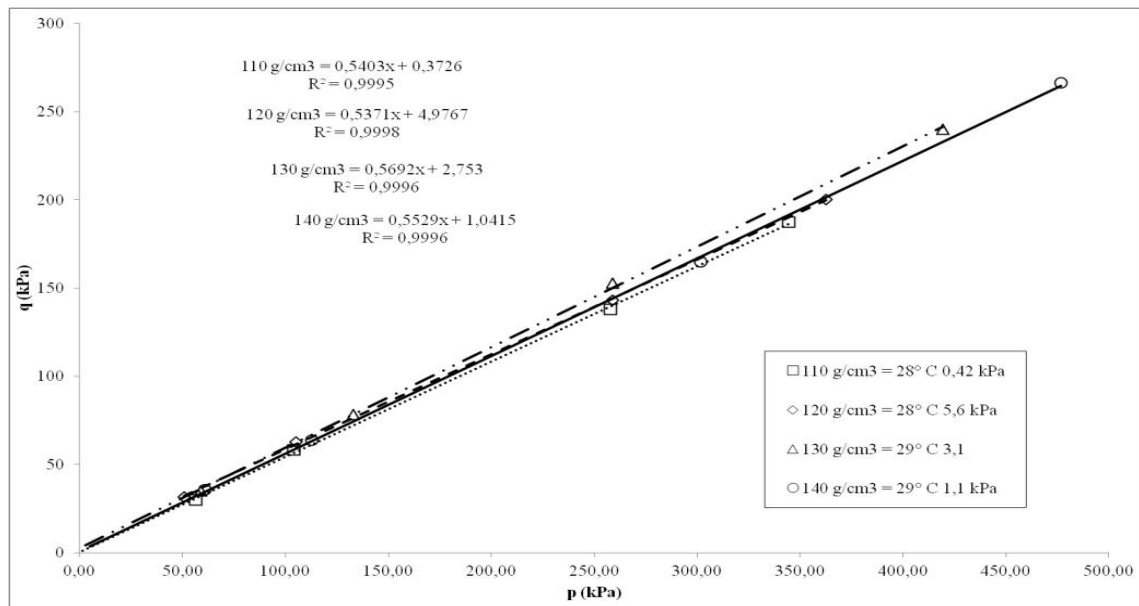


Figura. I.2 – Dados das envoltória de resistência do rejeito Fonte: KBM

Foram realizados ensaios de adensamento no rejeito em dois processos diferentes: no primeiro foi realizado o ensaio de consolidação do material em uma consolidômetro de grandes dimensões (40 cm por 15 cm) efetuando sete carregamentos e cinco descarregamentos. No segundo processo, efetuou-se a moldagem de uma amostra do centro do material ensaiado no primeiro processo, diretamente no anel de adensamento, e realizado o ensaio de adensamento edométrico. Os resultados dos dois processos estão representados na Figura. I.3.

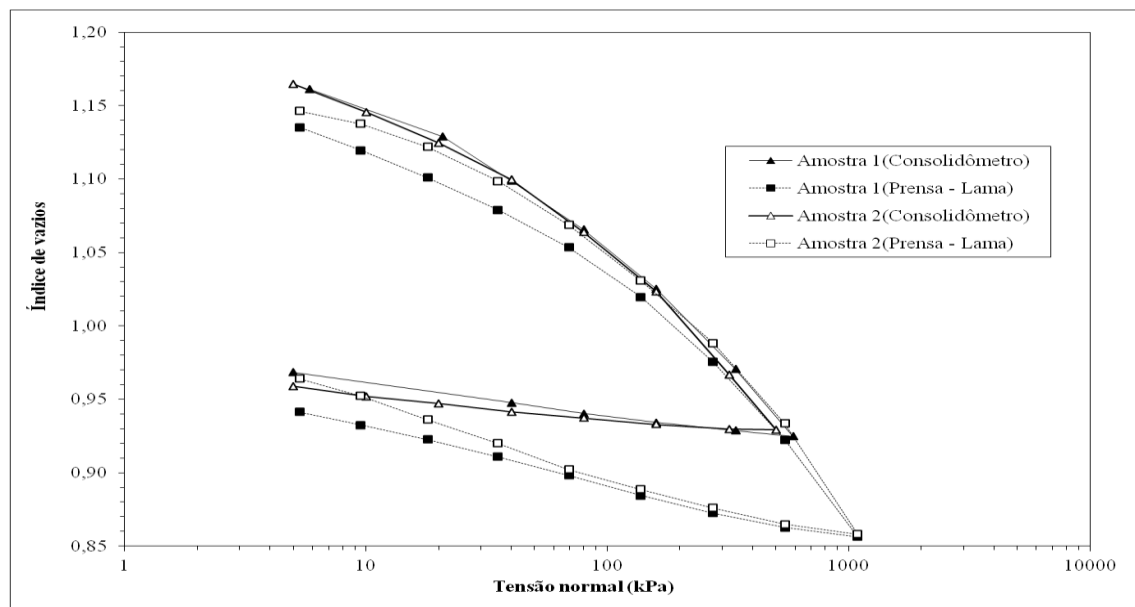


Figura. I.3 – Resultado de ensaio de adensamento realizado no rejeito Fonte: KBM

Dados dos ensaios do Aterro Compactado não Saturado

Foram realizados ensaios triaxiais em dois blocos do aterro compactado não saturado, nas tensões de confinamento (σ_3) de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. Na Figura. I.4 e Figura. I.5 são apresentados os dados das tensões desviadoras pela deformação (%) dos ensaios realizados nos blocos 01 e 02, respectivamente. Na Figura. I.6 Figura. I.6 são apresentados os dados da envoltória de resistência dos blocos 01 e 02 na forma p e q .

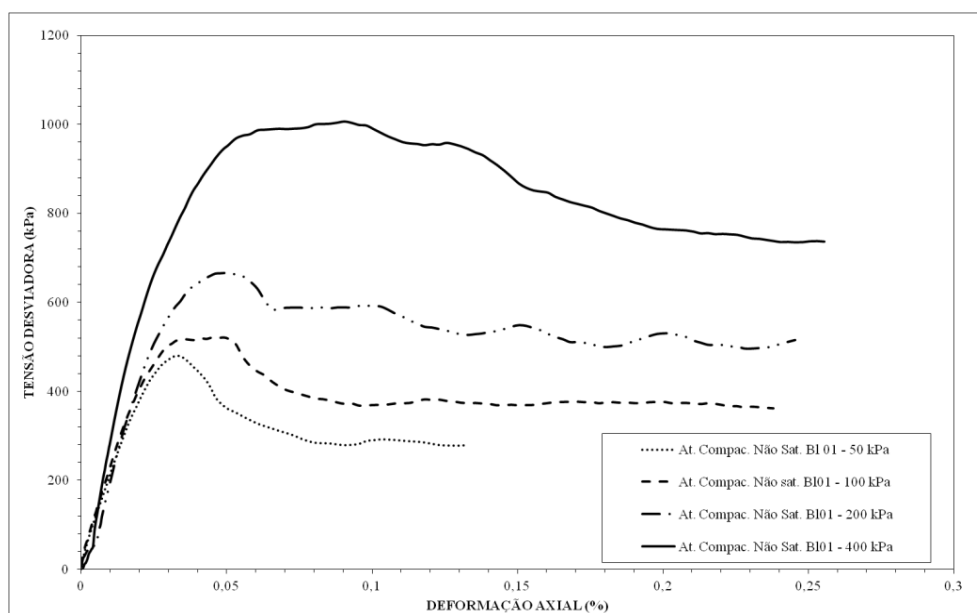


Figura. I.4 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 01 – Aterro compactado não saturado Fonte: KBM

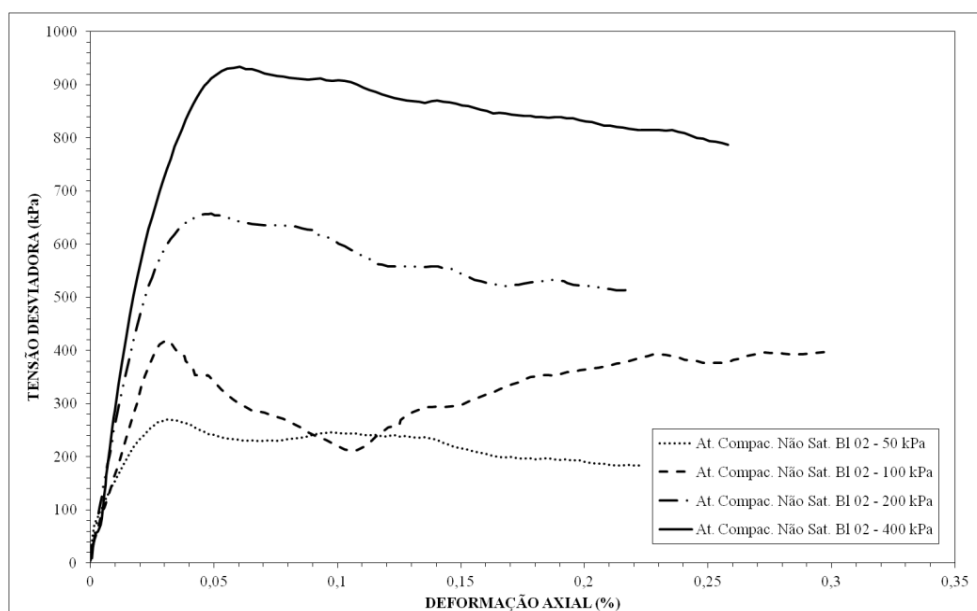


Figura. I.5 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 02 – Aterro compactado não saturado Fonte: KBM

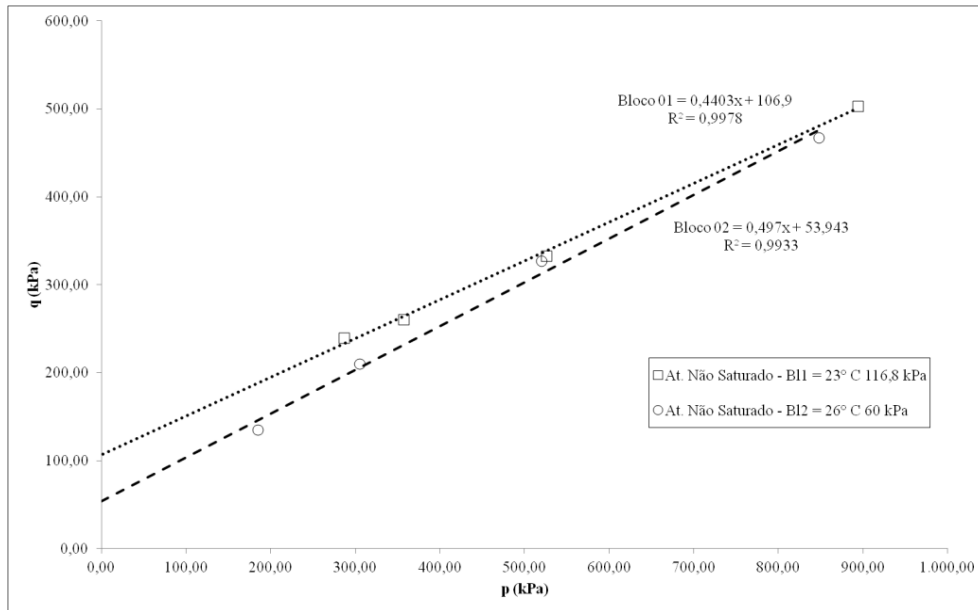


Figura. I.6 – Dados de resistência dos ensaios realizados nos Blocos 01 e 02 – Aterro compactado não saturado Fonte: KBM

Dados dos ensaios do Aterro Compactado Saturado

Foram realizados ensaios triaxiais em dois blocos do Aterro compactado saturado, nas tensões de confinamento (σ_3) de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. As Figura. I.7 e Figura. I.8 apresentam os dados das tensões e deformações dos ensaios dos Blocos 01 e 02 respectivamente. Na Figura. I.9 são apresentados os dados de resistência dos ensaios dos Blocos 01 e 02.

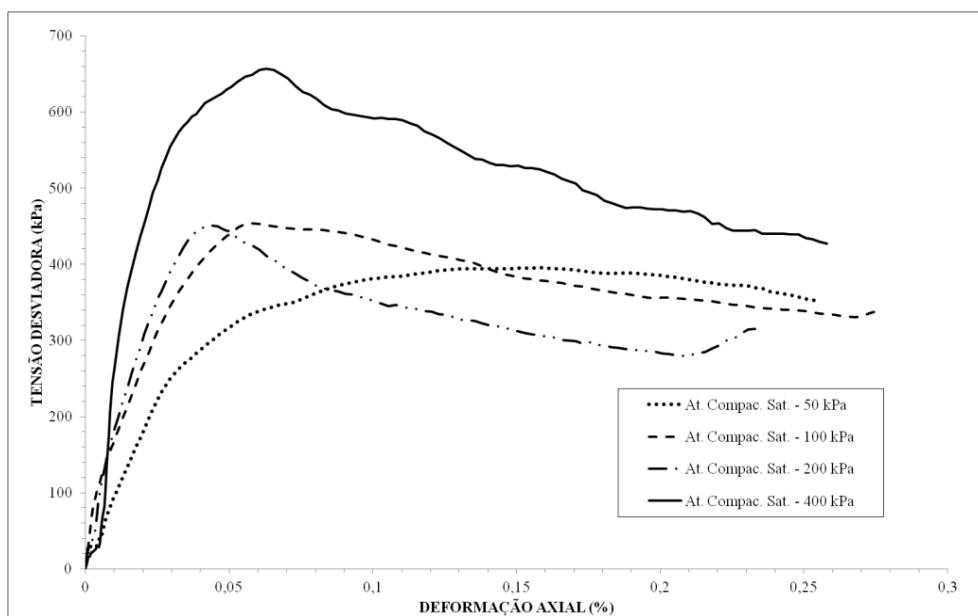


Figura. I.7 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 01 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM

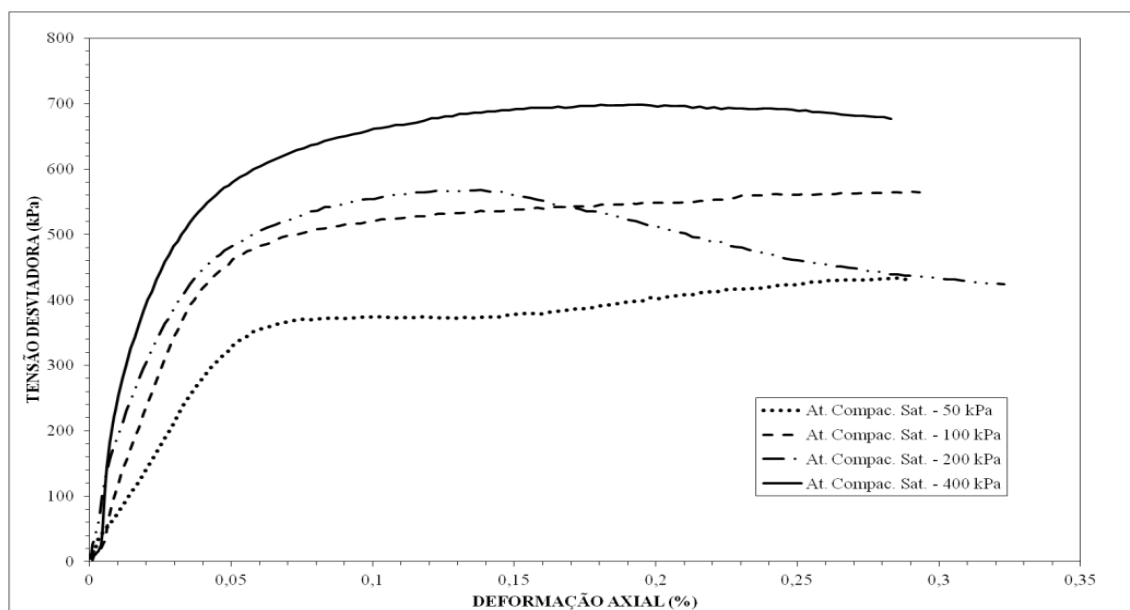


Figura. I.8 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 02 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM

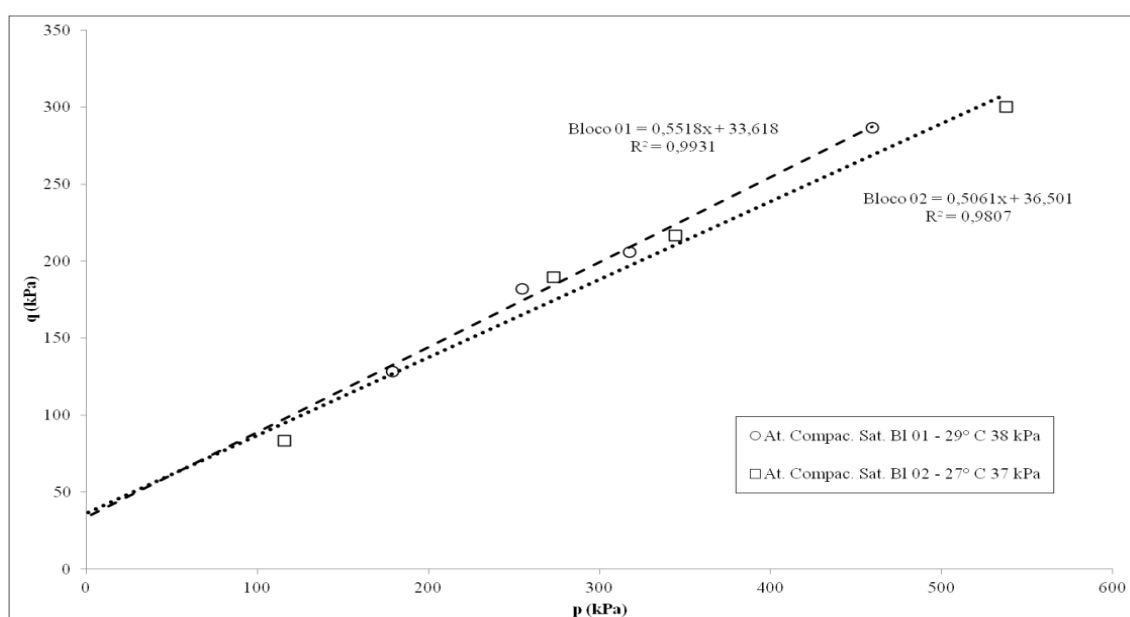


Figura. I.9 – Dados de resistência dos ensaios realizados nos Blocos 01 e 02 – Aterro compactado saturado Fonte: KBM

Dados dos ensaios do Aterro lançado

Foram realizados ensaios triaxiais em três blocos do Aterro lançado nas tensões de confinamento (σ_3) de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa. As Figura. I.10, Figura. I.11 e Figura. I.12 apresentam os dados das tensões e deformações dos ensaios dos Blocos 04, 05 e 06 respectivamente. Na Figura. I.13 são apresentados os dados de resistência dos ensaios dos Blocos 04, 05 e 06.

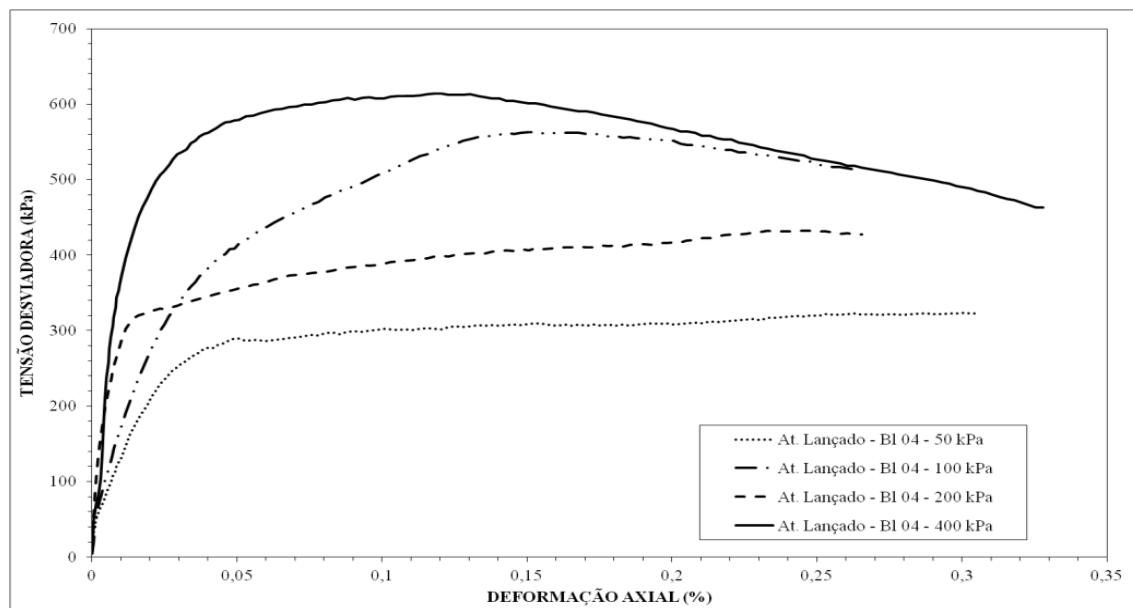


Figura. I.10 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 04 – Aterro lançado
Fonte: KBM

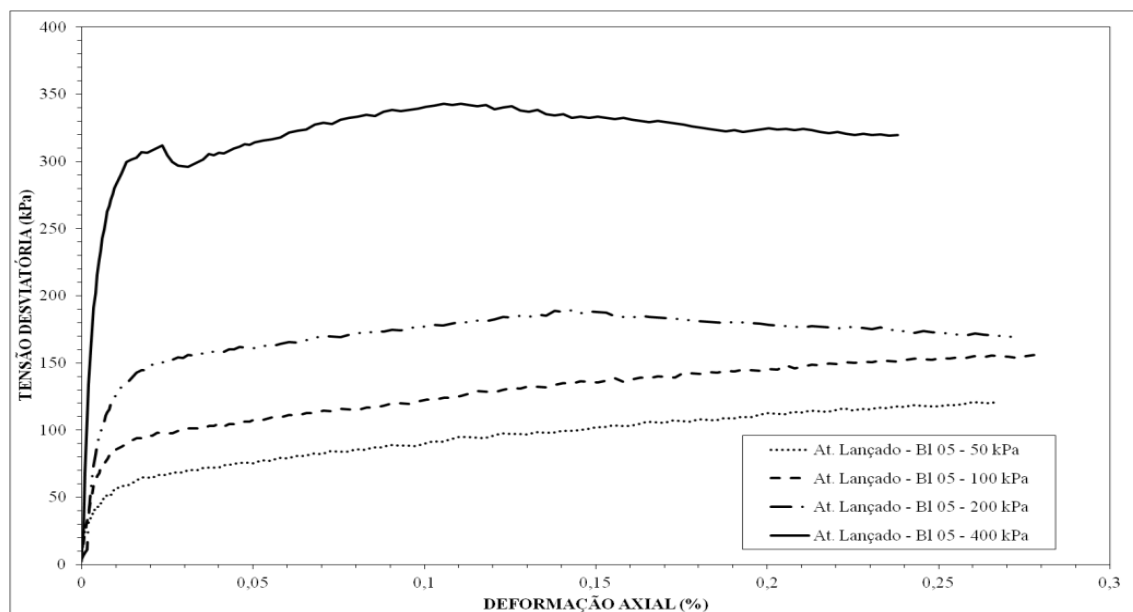


Figura. I.11 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 05 – Aterro lançado
Fonte: KBM

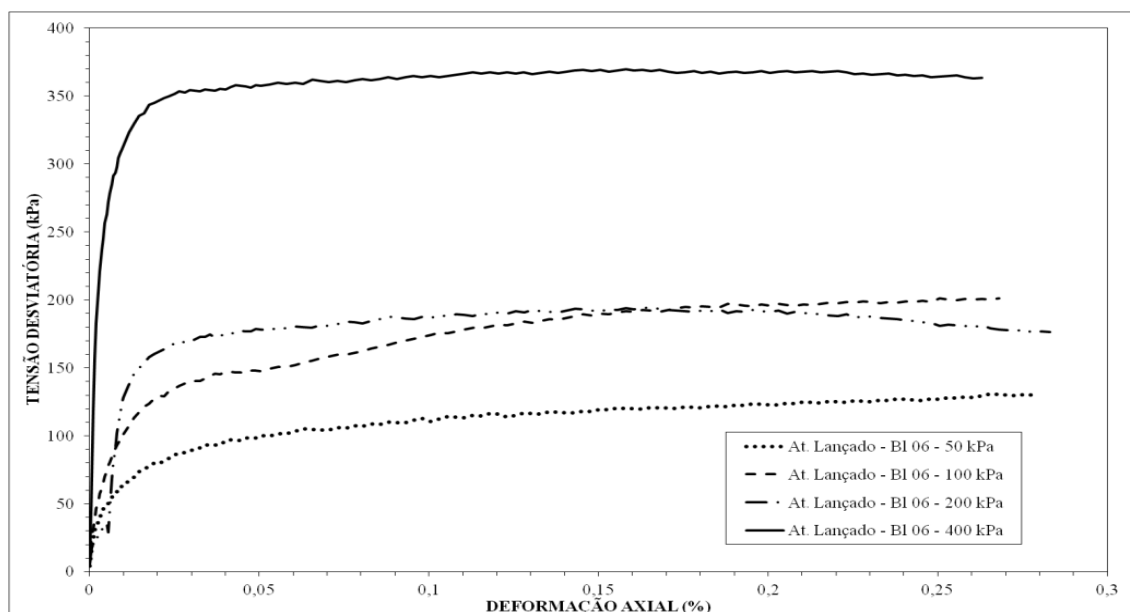


Figura. I.12 – Dados de tensão e deformação dos ensaios realizados no Bloco 06 – Aterro lançado
Fonte: KBM

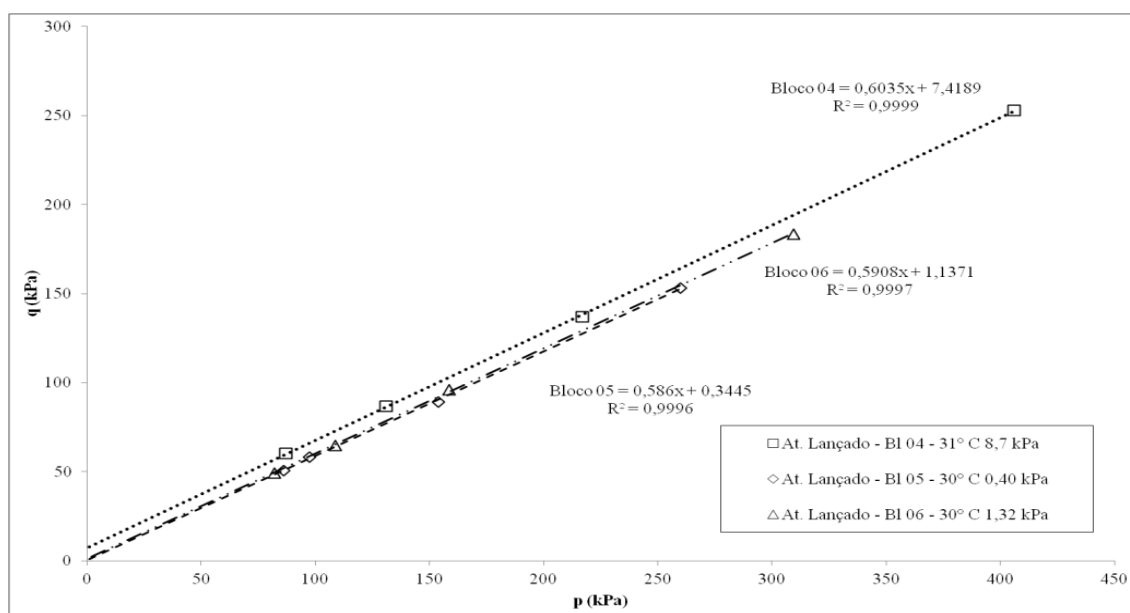


Figura. I.13 – Dados de resistência dos ensaios realizados nos Blocos 04, 05 e 06 – Aterro compactado saturado
Fonte: KBM

II.Dados das simulações

CONDIÇÕES DE CONTORNO COMUNS AOS DOIS MODELOS CONSTITUTIVOS

As condições de contorno para ambos modelos foram as mesmas (Figura. II.1):

- Considerou-se na simulação que cada alteamento tenha ocorrido simultaneamente no aterro compactado, no aterro lançado e no rejeito;
- Admitiu-se que o tempo de alteamento teria ocorrido instantaneamente;
- Considerou-se que a massa específica dos materiais, a montante e abaixo do filtro, como submersa. Acima e jusante do filtro admitu-se com massa específica natural. Essa medida foi tomada para se evitar trabalhar com variações do nível na seção;
- Limitou-se nas simulações os deslocamentos horizontais e verticais na bordas da seção.

Os elementos finitos aplicados às figuras geométricas, que compõe a seção, foram determinados automaticamente pelo SIGMA/W. Ele admite que quanto menor a figura geométrica menor serão os elementos finitos. Portanto, isso justifica a densidade de elementos na Figura. II.2, principalmente nas proximidades do filtro.

As tensões totais da Figura. II.3 foram calculadas levando em consideração a massa específica submersa e natural. Isso fica evidente nas isolinhas de tensões totais quando abruptamente desenvolvem trechos verticais, geralmente paralelas ao filtro vertical.

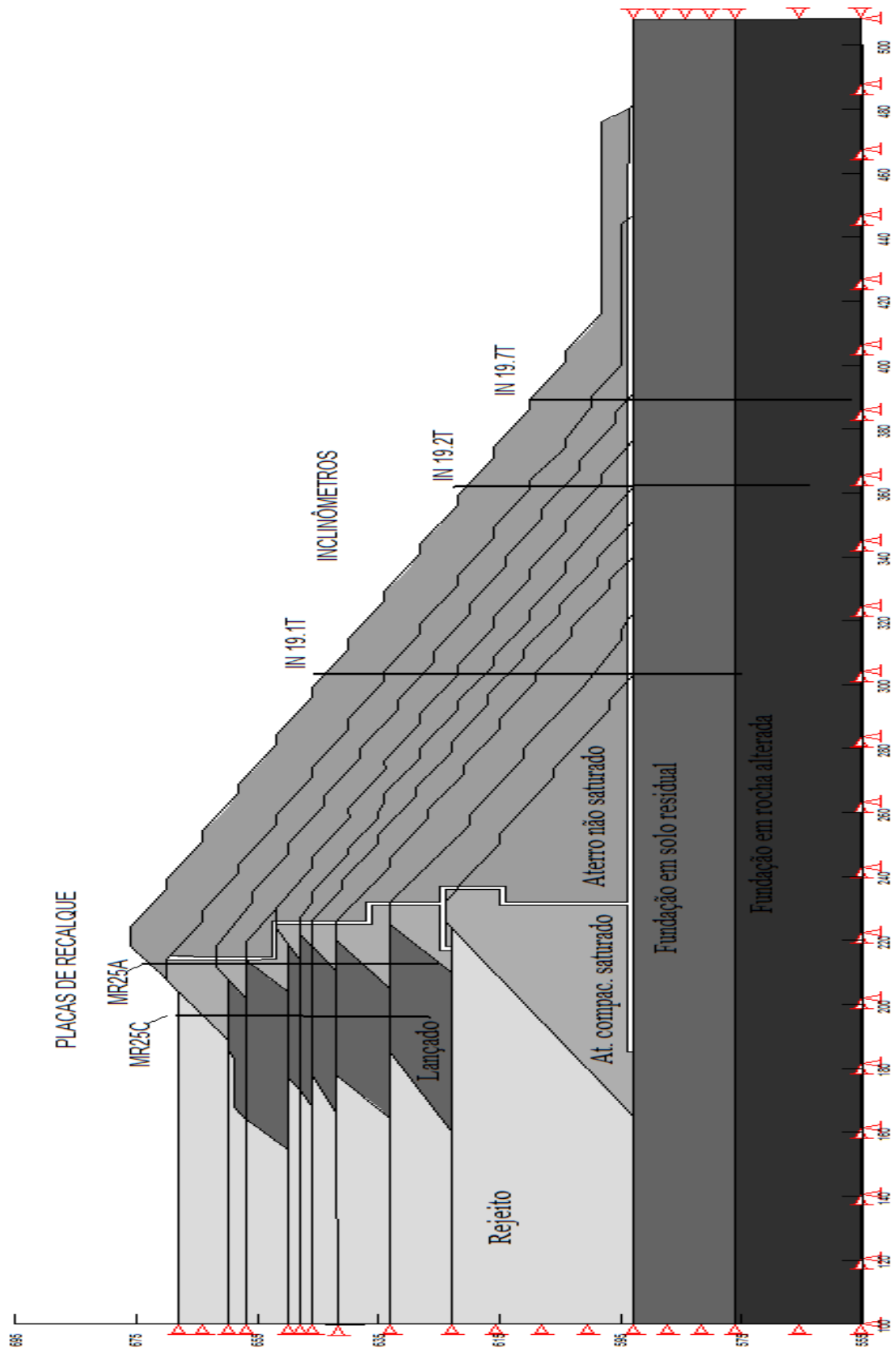


Figura. II.1 – Condições de contorno Fonte: O Autor

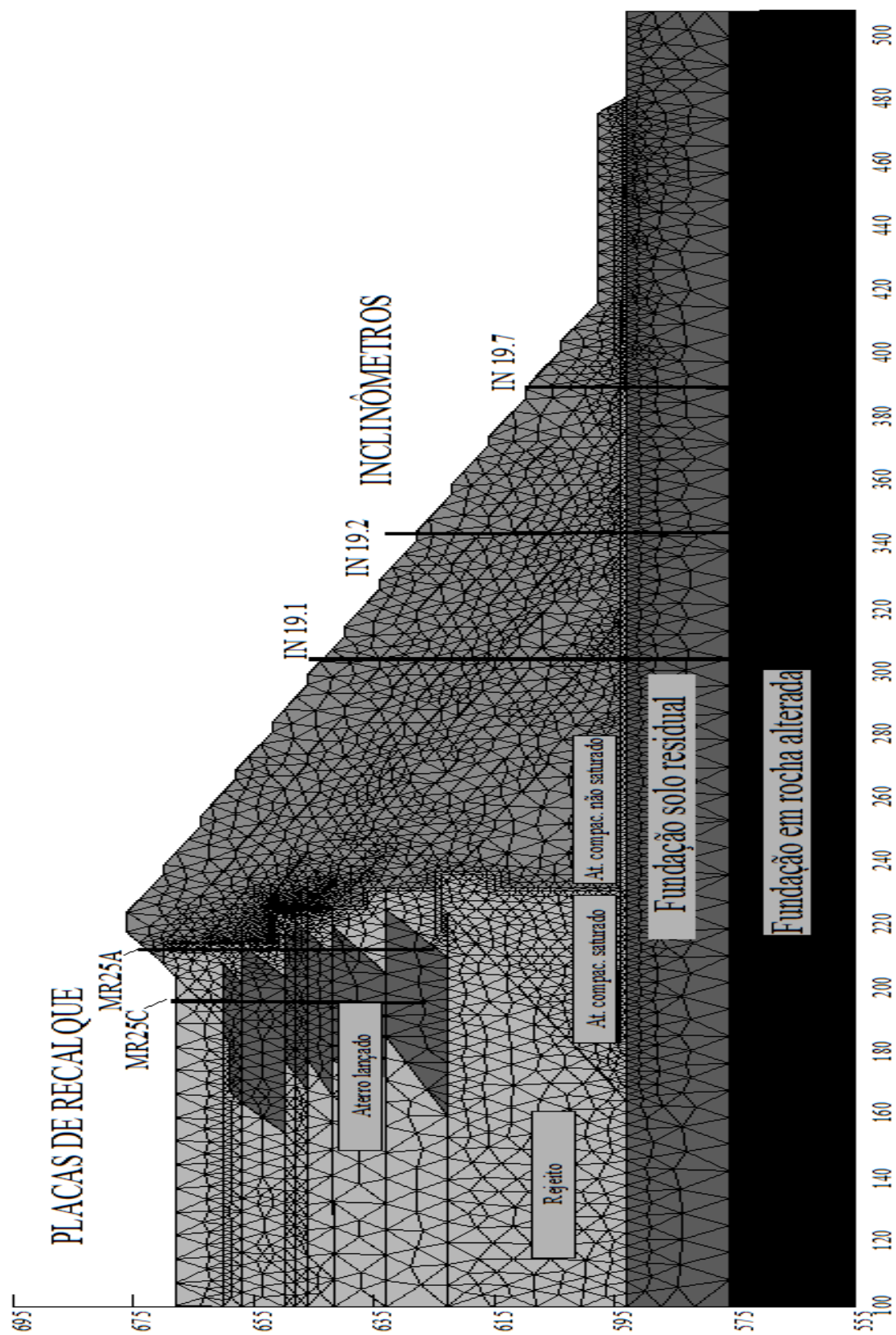


Figura. II.2 – Malha de elementos finitos Fonte: O Autor

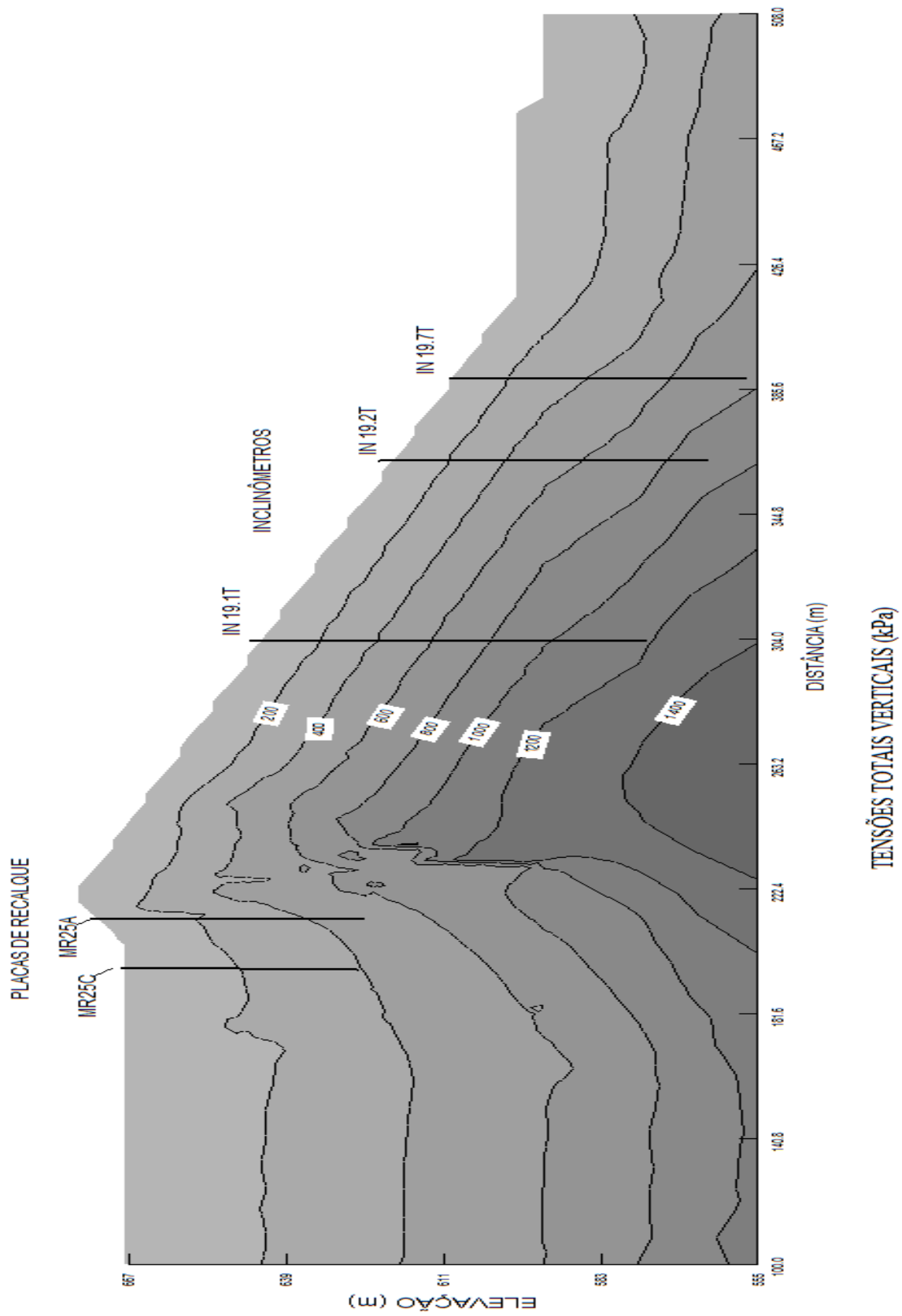


Figura. II.3 – Tensões totais verticais Fonte (kPa): O Autor

SIMULAÇÕES NO MODELO ELASTOPLÁSTICO

A simulação do elastoplástico mostrou considerável concentração das tensões máximas de cisalhamento muito próximas da base da barragem, sobretudo, no material acima e a jusante do filtro (Figura. II.4). Entre as cotas 580 m a 600 m. Na área do rejeito as tensões de cisalhamento simuladas não passam dos 100 kPa. Porém, ao se aproximar da do filtro as tensões passam bruscamente para valores da ordem dos 400 kPa. Curiosamente há a concentração maior das tensões de cisalhamento nas proximidades do filtro.

Nas Figura. II.5 e Figura. II.6 fica evidente que há a concentração de tensões na transição entre o aterro e a fundação, pois as isolinhas de tensão desenhavam perfeitamente a quebra brusca entre esses dois materiais.

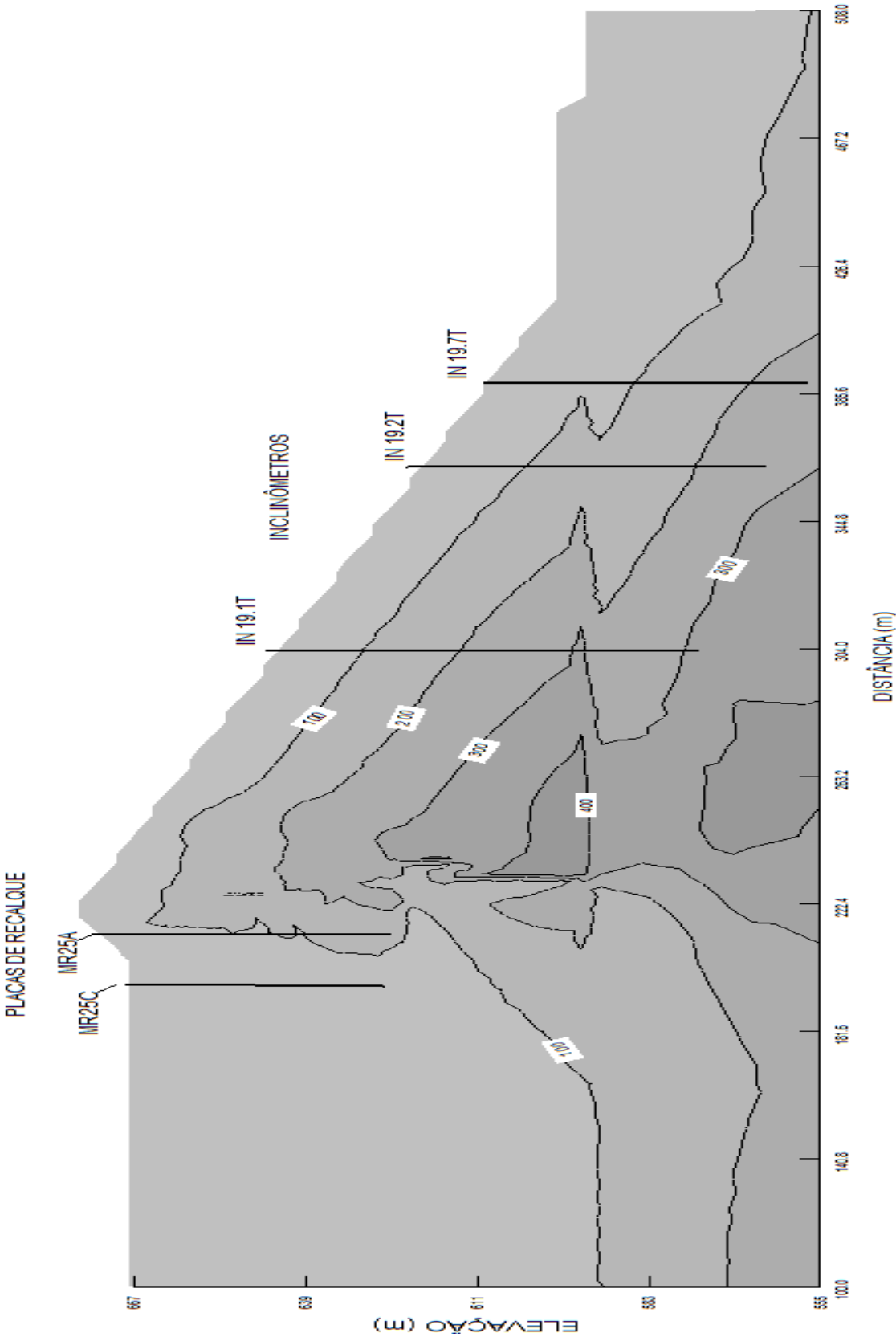


Figura. II.4 – Tensões máximas de cisalhamento (kPa) Fonte: O Autor

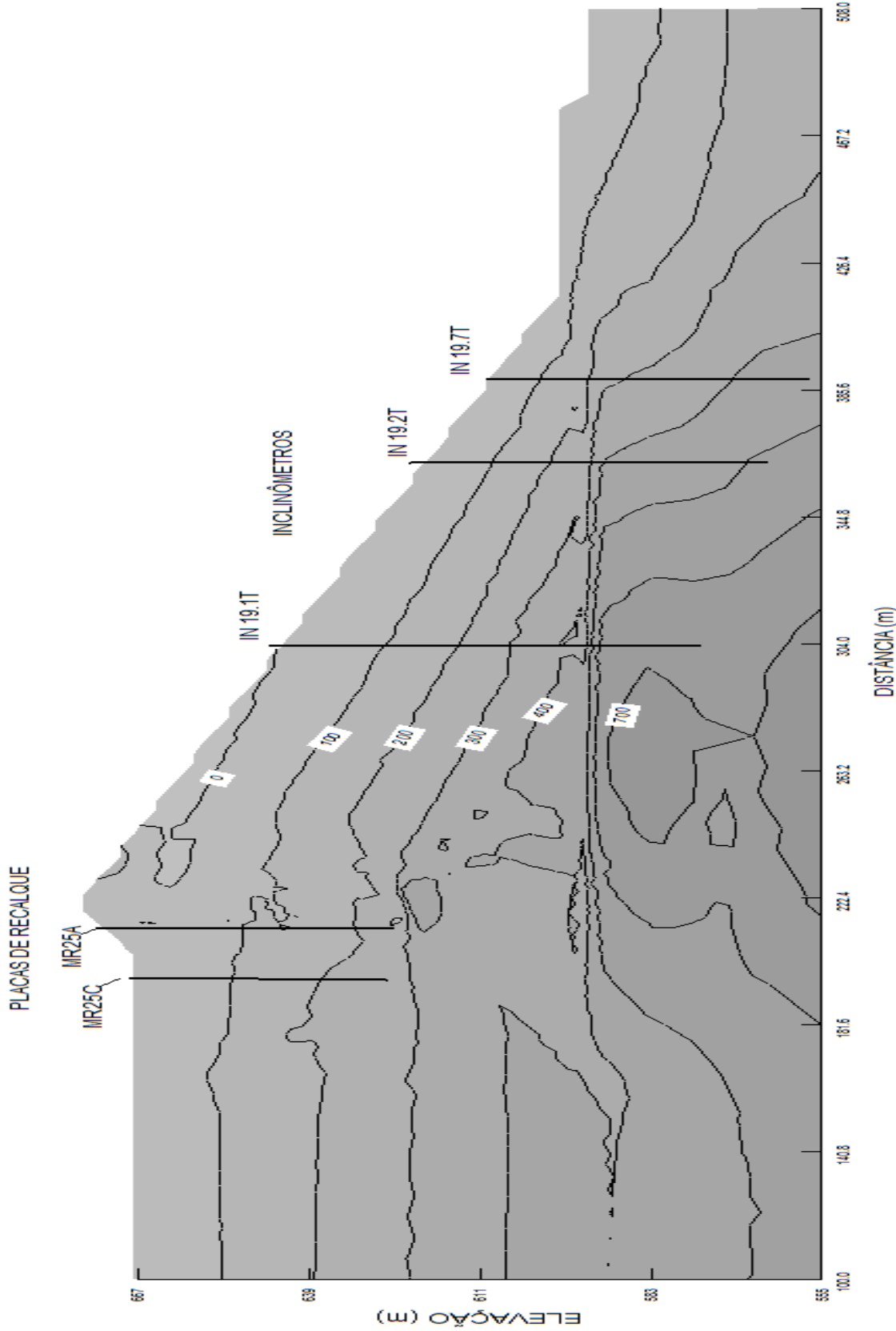


Figura. II.5 – Tensões totais paralelas ao eixo (kPa) Fonte: O Autor

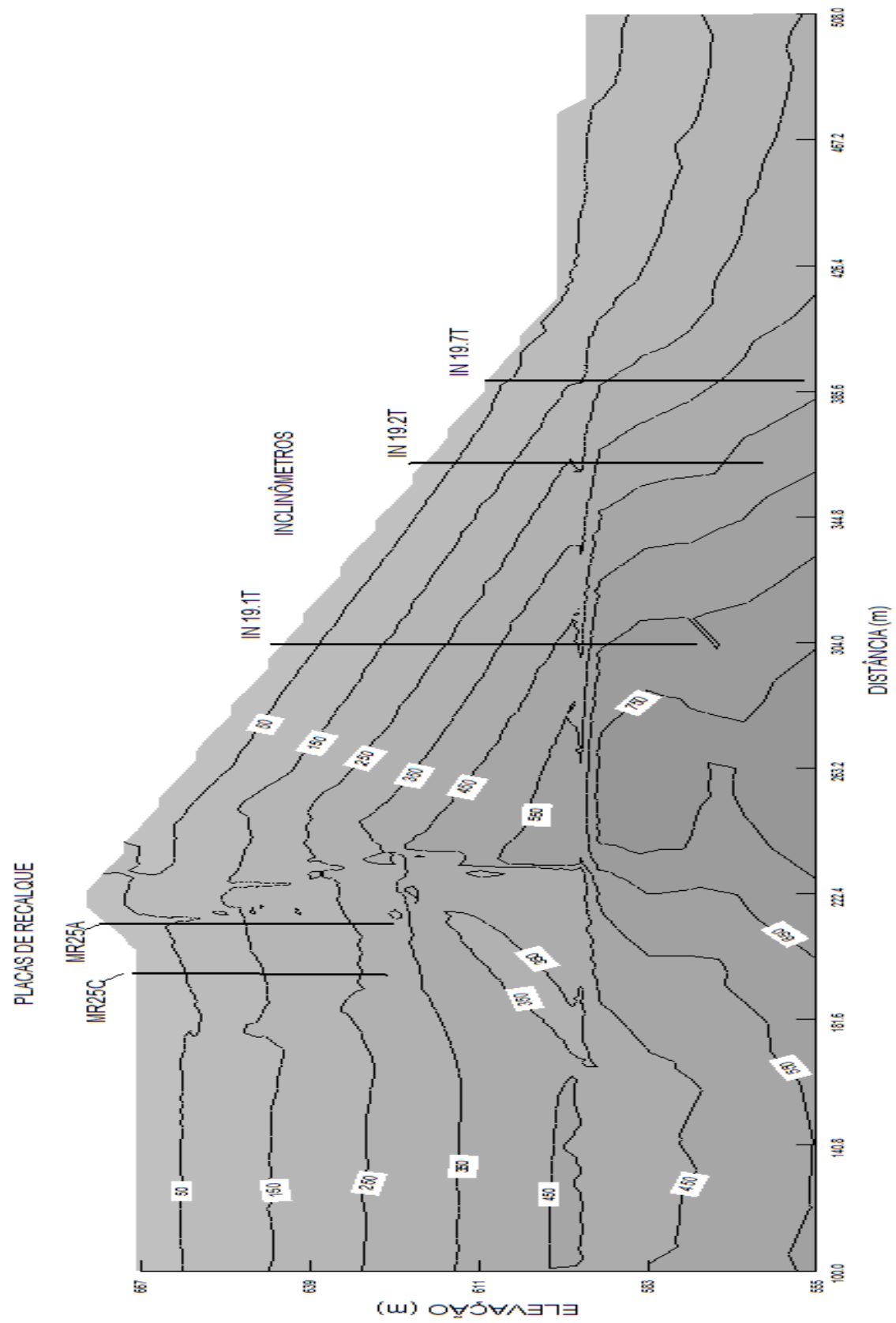


Figura. II.6 – Tensões totais transversais ao eixo (kPa) Fonte: O Autor

DESLOCAMENTOS VERTICAIS SIMULADOS

As Figura. II.7 a Figura. II.16 mostram os deslocamentos (m) verticais cumulativos desde a etapa de alteamento 8 até a etapa 20. A simulação mostra que todo o conjunto vem sofrendo deslocamentos verticais, entretanto, é considerável a diferença entre o aterro compactado e o aterro lançado. Sugere-se que as maiores deformações no aterro lançado sejam impulsionadas pelos consideráveis deslocamentos no rejeito.

Por exemplo, entre as etapas 12 e 15 no rejeito, no espaldar de montante, foi simulado o deslocamento de 0,5 m, enquanto no aterro compactado os deslocamentos não superaram os 0,4 m. Ou seja, essas diferenças entre os deslocamentos são ainda maiores forem consideradas as demais etapas de alteamento.

Ao final da simulação, na etapa 20 (Figura. II.16), observa-se que os deslocamentos verticais acumulados no aterro compactado superam 1 m, chegando a 2 m a na proximidade do filtro vertical. Enquanto isso, no aterro lançado e no rejeito, os deslocamentos superam os 2 m na interface de montante com o aterro compactado. Essa observação sugere plastificações no eixo da barragem, nas proximidades do filtro.

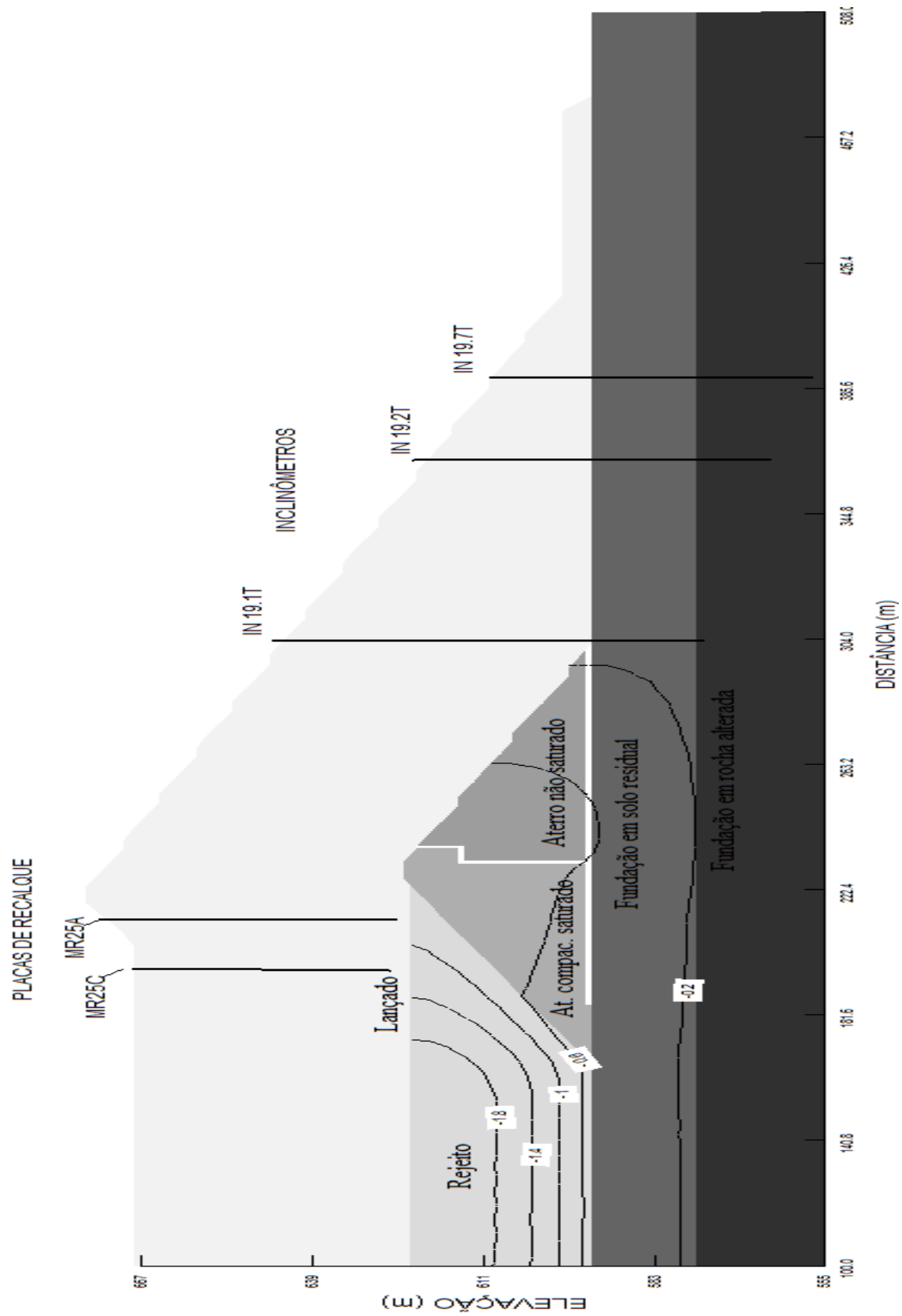


Figura. II.7 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 0 a 8 (m) Fonte: O Autor

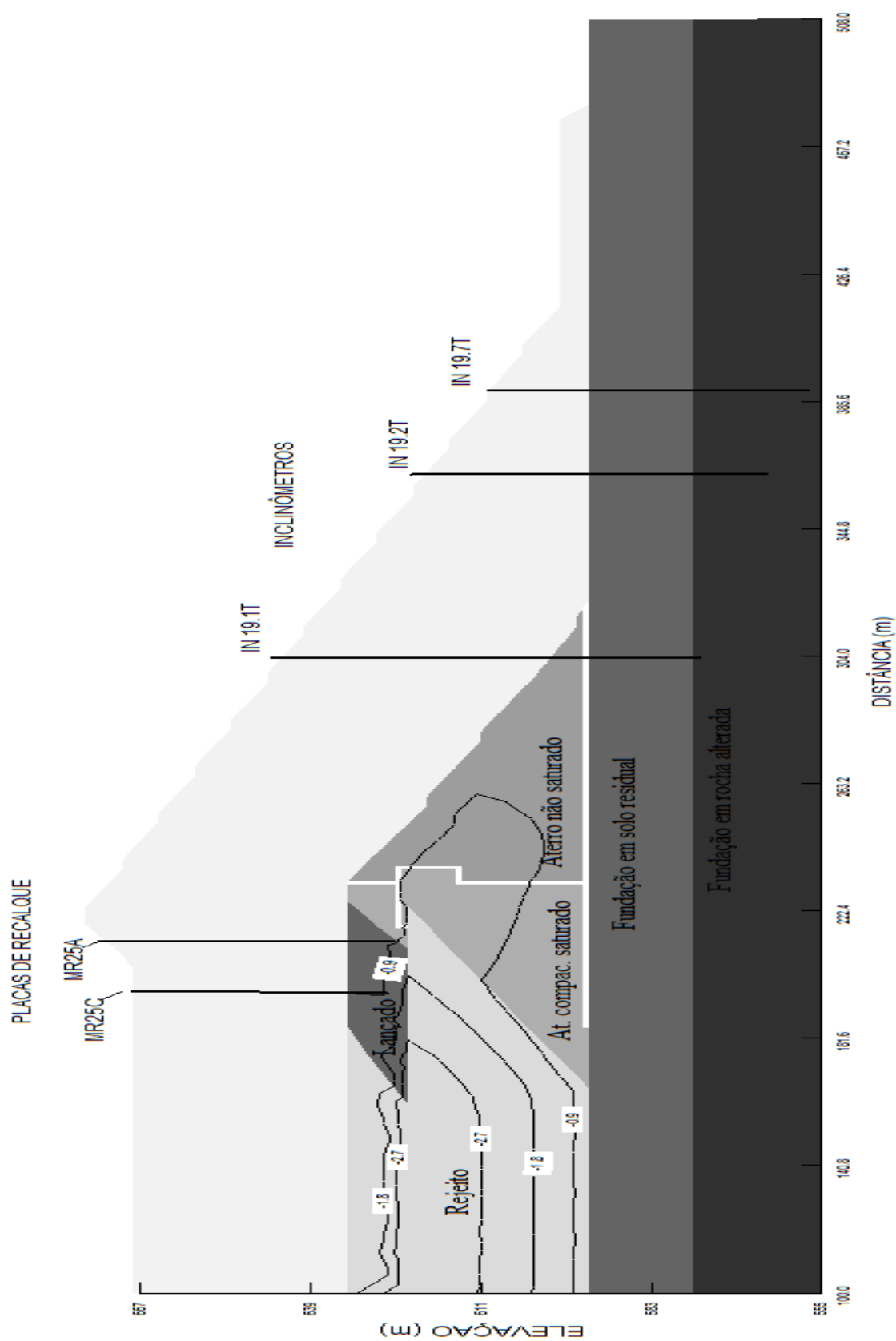


Figura. II.8 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 8 a 10 (m) Fonte: O Autor

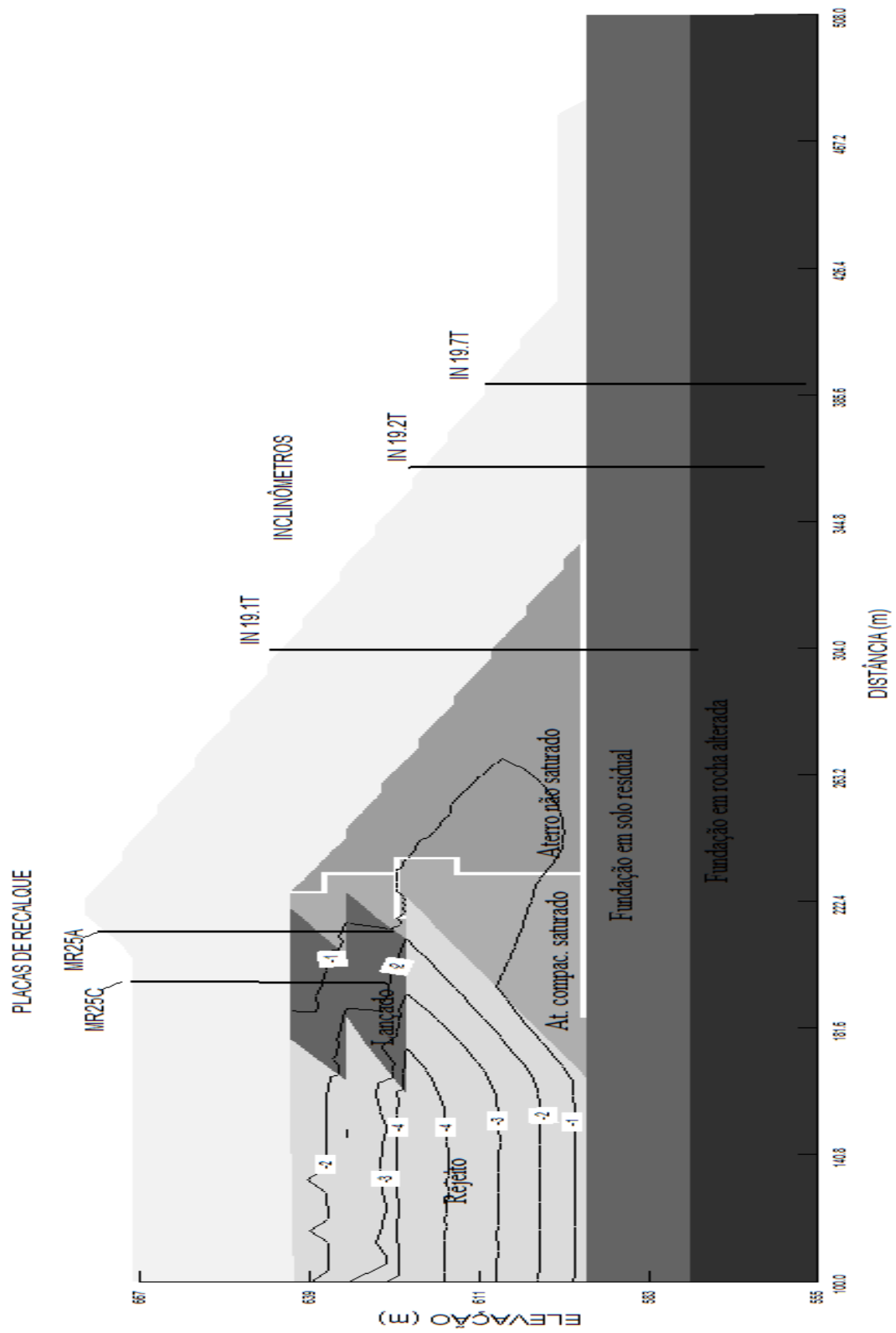


Figura. II.9 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 10 a 11(m) Fonte: O Autor

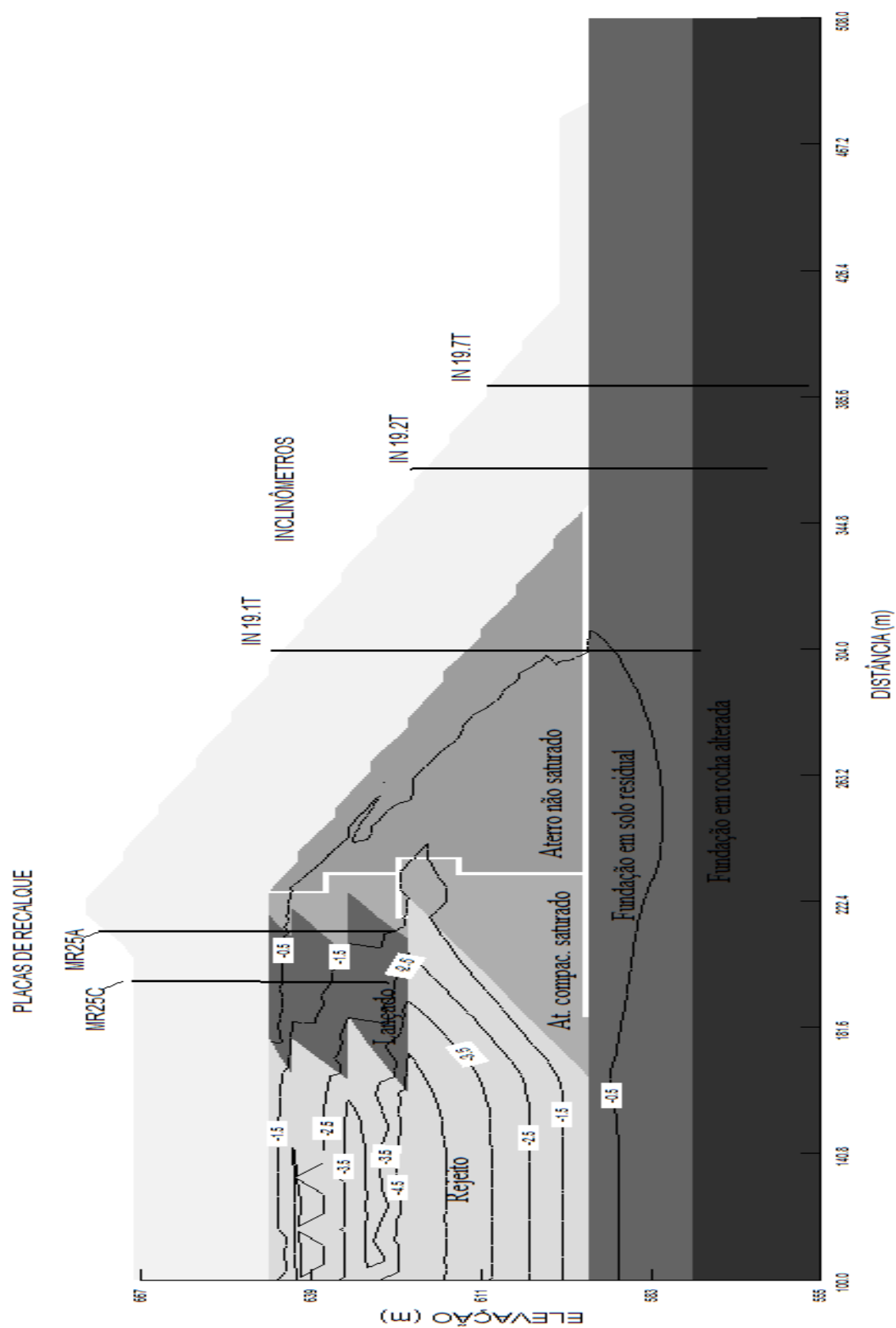


Figura. II.10 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 11 a 12 (m) Fonte: O Autor

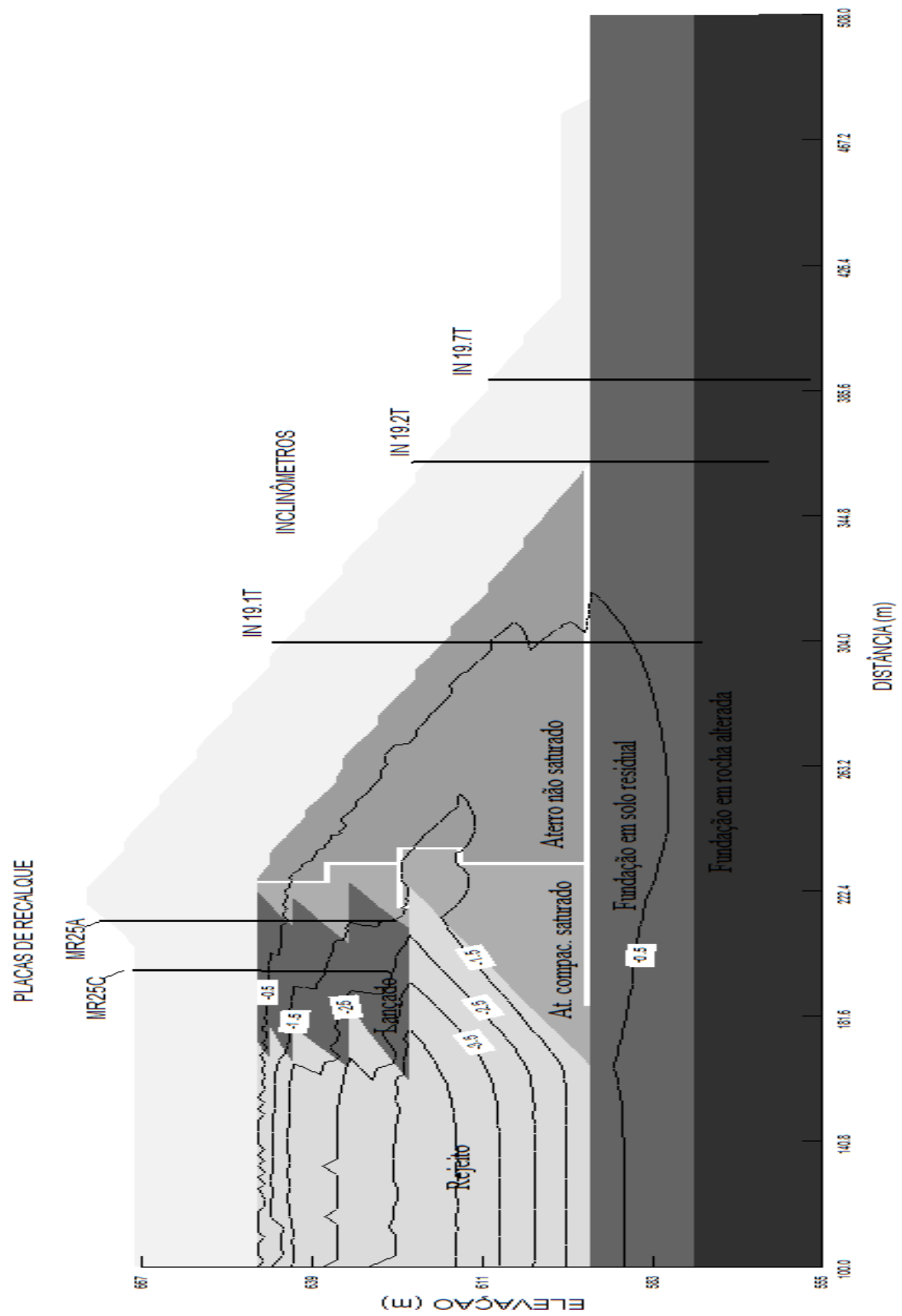


Figura. II.11 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 12 a 13 (m) Fonte: O Autor

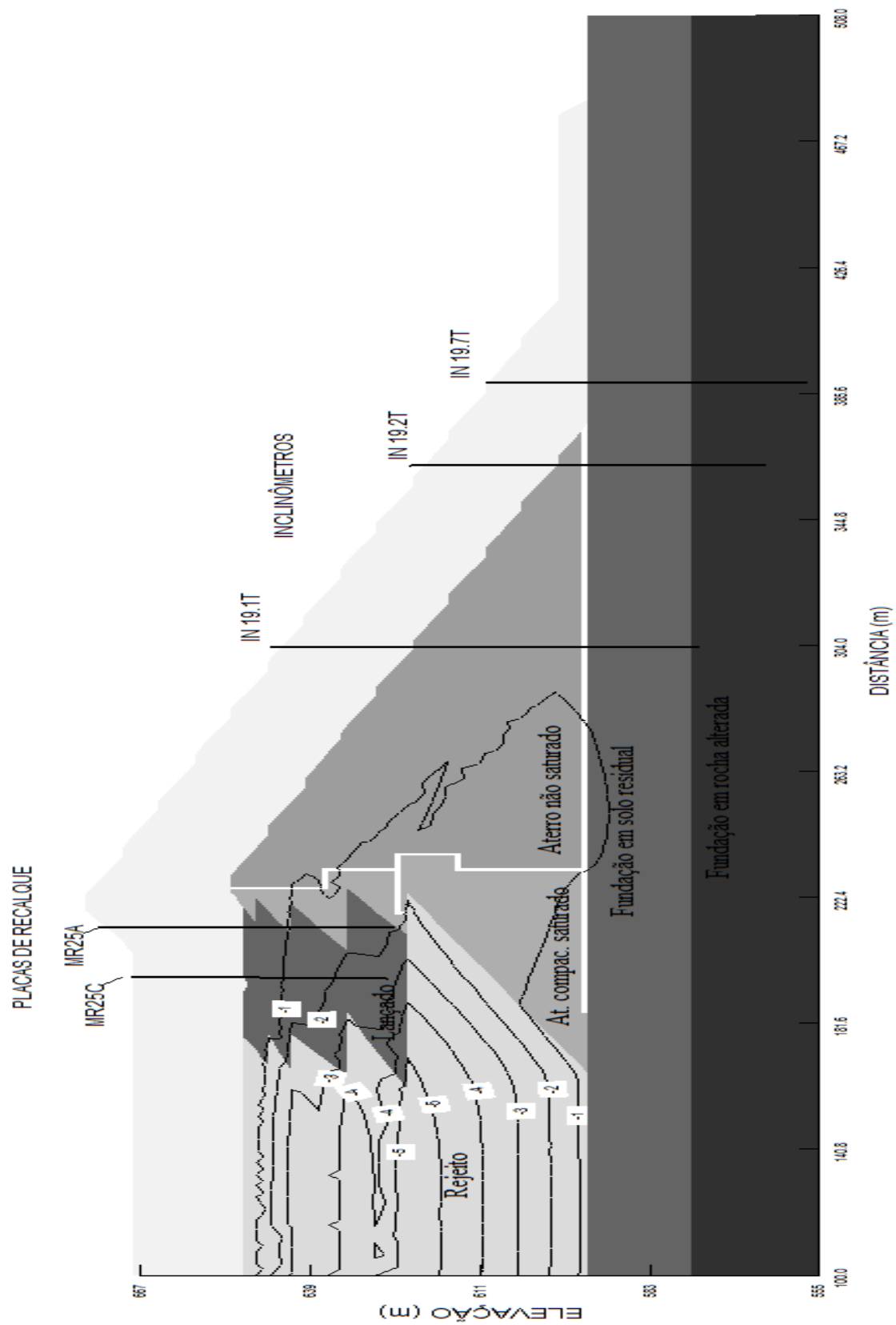


Figura. II.12 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 13 a 14 (m) Fonte: O Autor

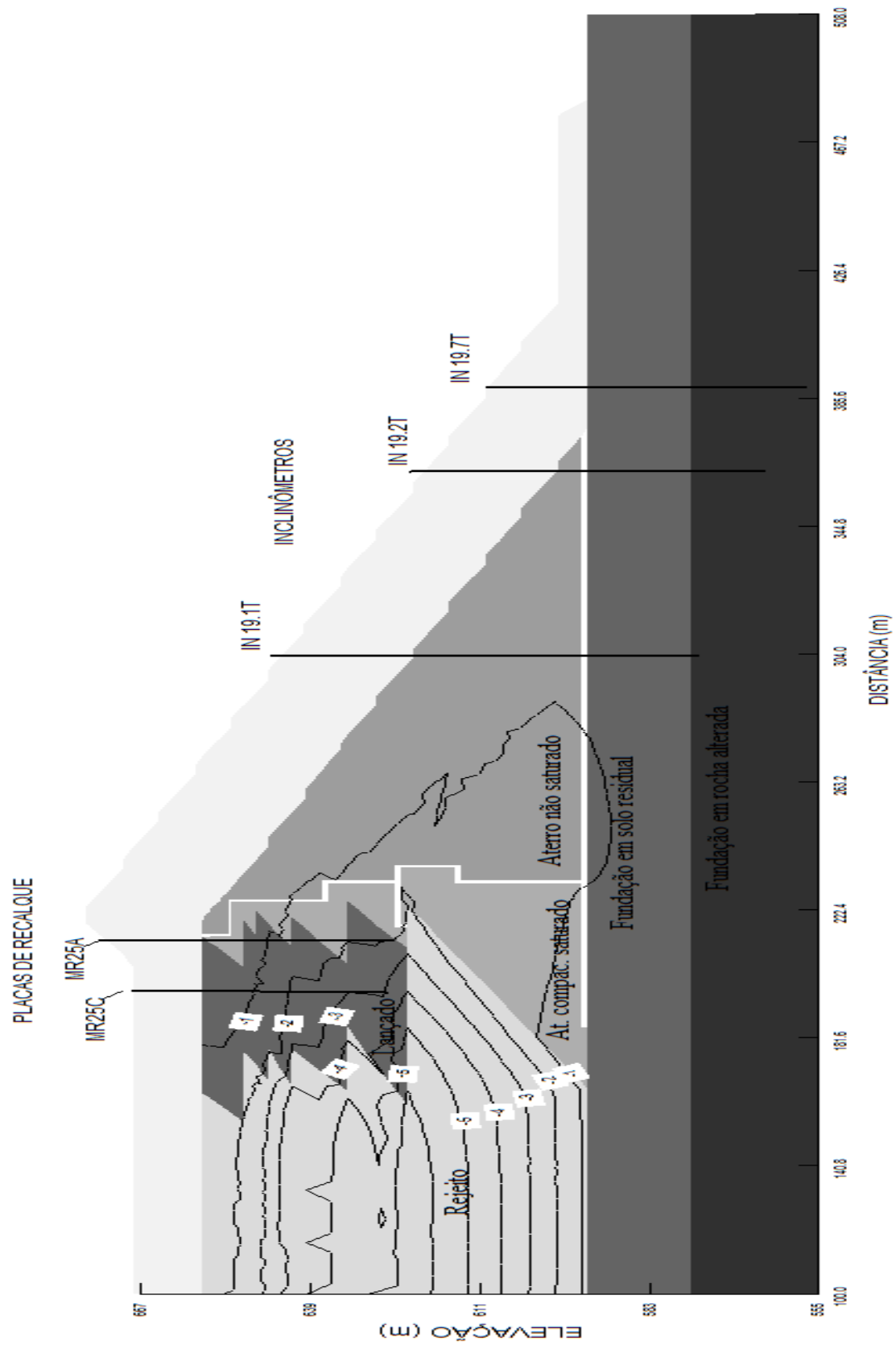


Figura. II.13 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 14 a 15 (m) Fonte: O Autor

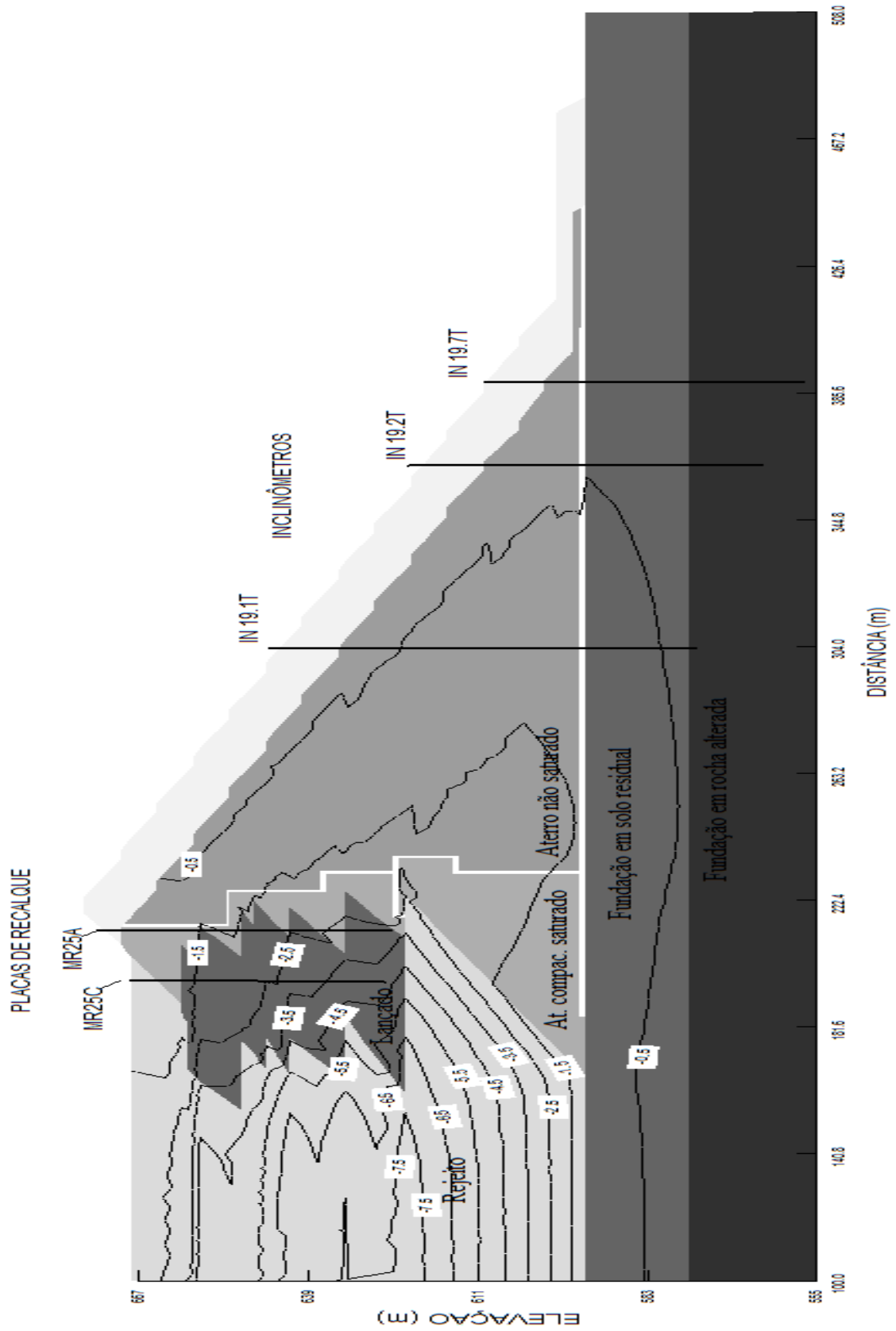


Figura. II.15 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 18 a 19 (m) Fonte: O Autor

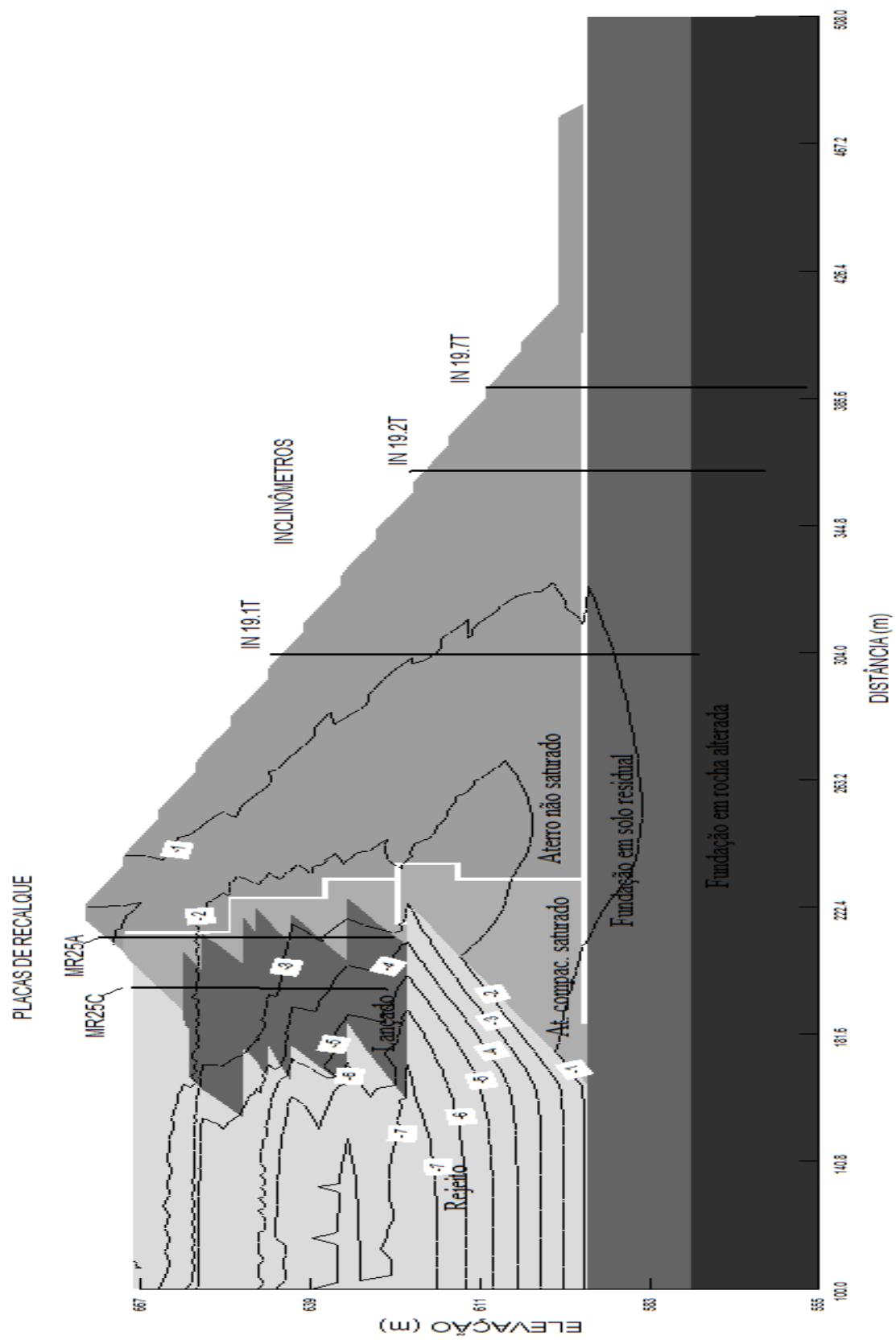


Figura. II.16 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 19 a 20 (m) Fonte: O Autor

Na Figura. II.17 são apresentados os deslocamentos horizontais em metro, acumulados entre as etapas de alteamento 18 a 20. Os maiores deslocamentos horizontais ocorreram no rejeito, como era de se esperar. Todavia, os deslocamentos simulados no aterro compactado, sobretudo na base dele, mostram que todo o maciço tende a uma movimentação considerável. Lembrar que são disponíveis dados de deflexão, que possam ser comparados com a simulação, apenas das etapas 18 a 20.

As isolinhas de deslocamentos horizontais no rejeito desenvolvem trajetória verticalizada devido à condição de contorno, a qual limita os deslocamentos horizontais a montante. Ou seja, simplificações do programa computacional.

Apesar de não muito claro, as figuras das simulações do modelo elastoplástico mostram que há uma diferença entre as deformações a montante e a jusante do conjunto. Essa diferença sugere plastificações verticais na crista.

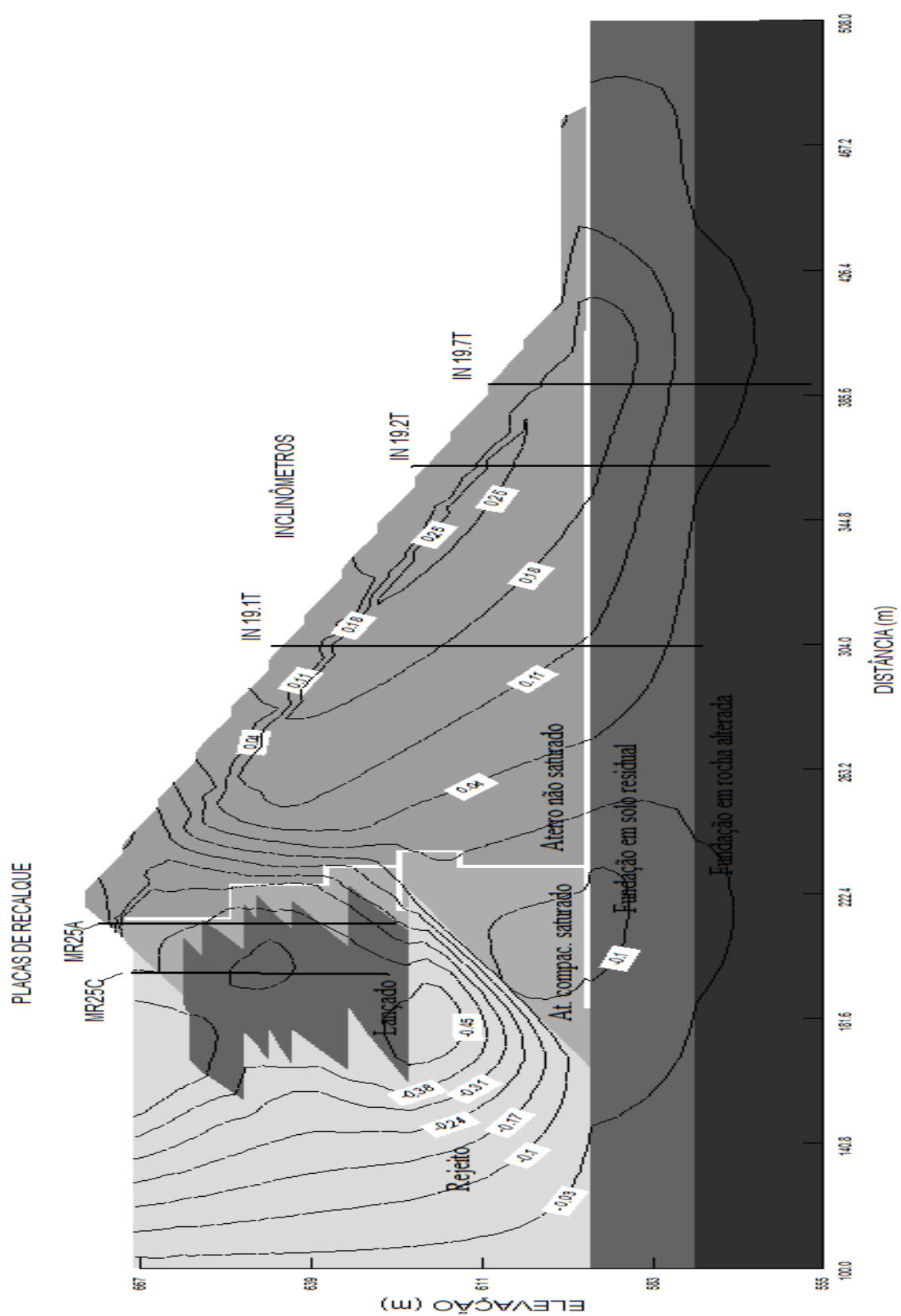


Figura. II.17 – Deslocamentos horizontais do final da etapa 18 ao final da 20 (m) Fonte: O Autor

SIMULAÇÕES NO MODELO HIPERBÓLICO

Ao contrário do elastoplástico o modelo hiperbólico mostra claramente a plastificação nas proximidades do filtro vertical. Essa característica se mostra mais evidente na Figura. II.19, na qual as tensões totais, paralelas ao eixo, apresentam valores negativos, indicando claramente que o aterro naquele ponto está sofrendo tração.

As Figura. II.18 e Figura. II.20, tensões máximas e tensões totais transversais, respectivamente, mostram que as tensões no aterro, sobretudo no centro e a jusante, são maiores que a montante. Essas tensões são maiores quanto mais próximas ao filtro.

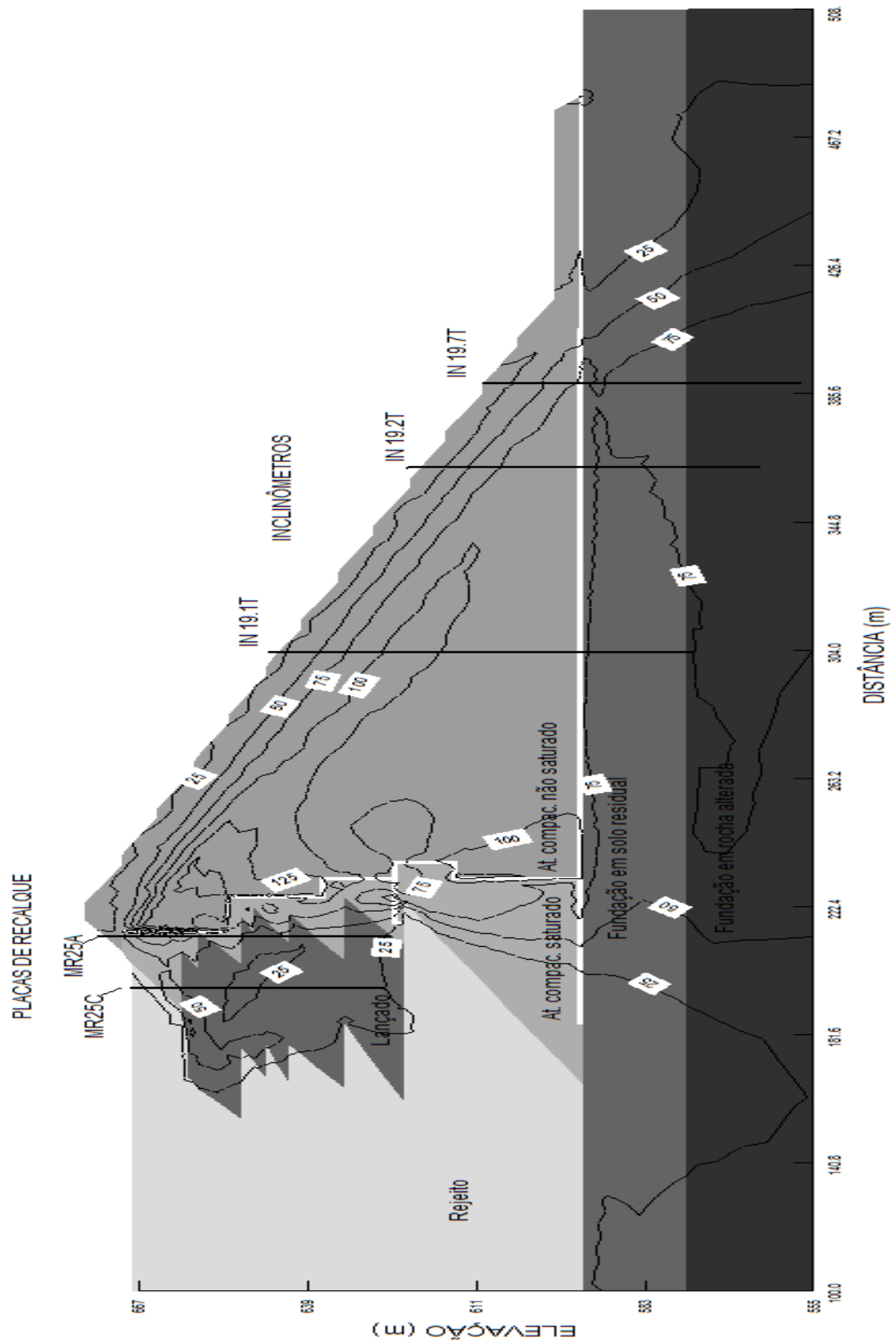


Figura. II.18 – Tensões máximas de cisalhamento (kPa) Fonte: O Autor

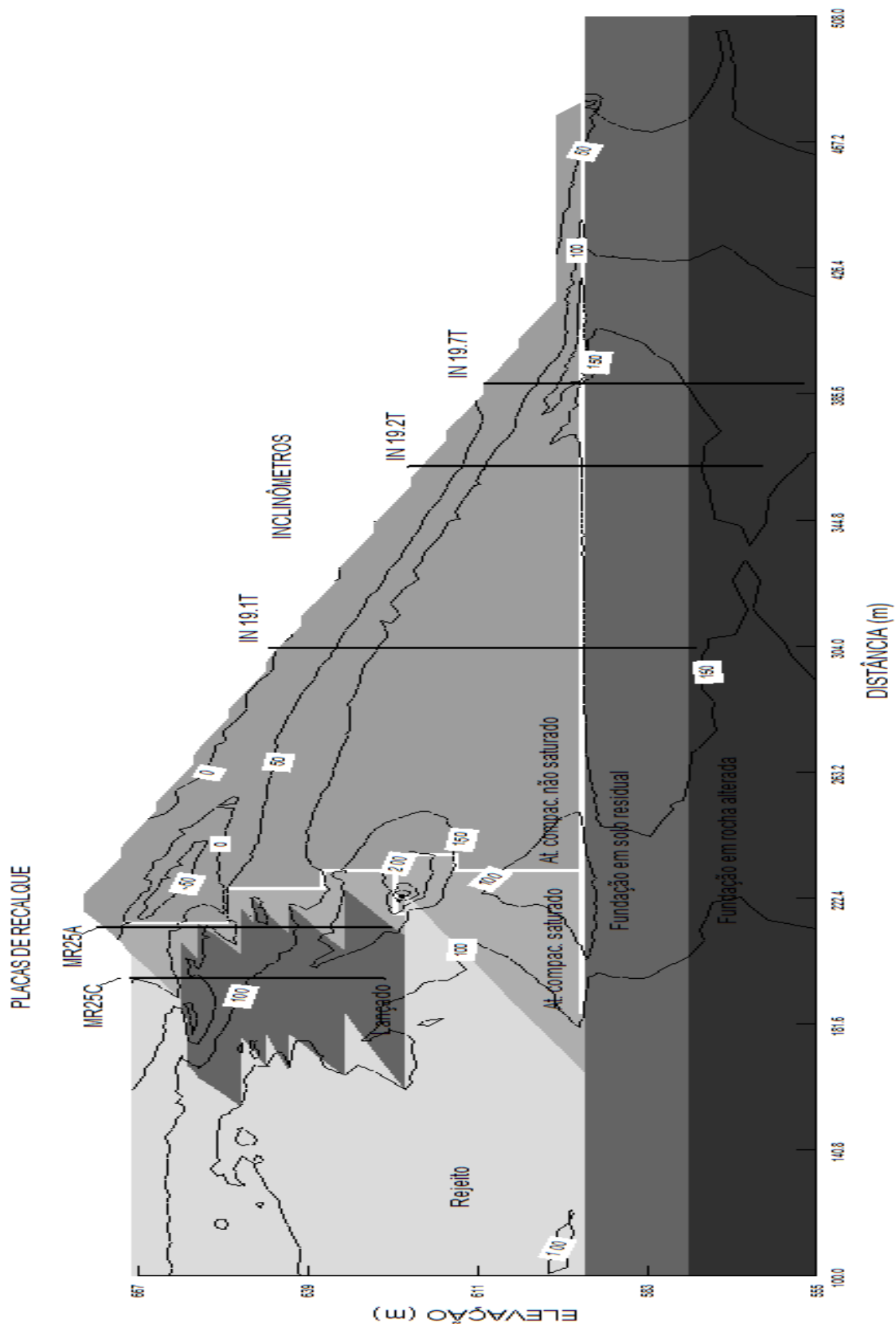


Figura. II.19 – Tensões totais paralelas ao eixo (kPa) Fonte: O Autor

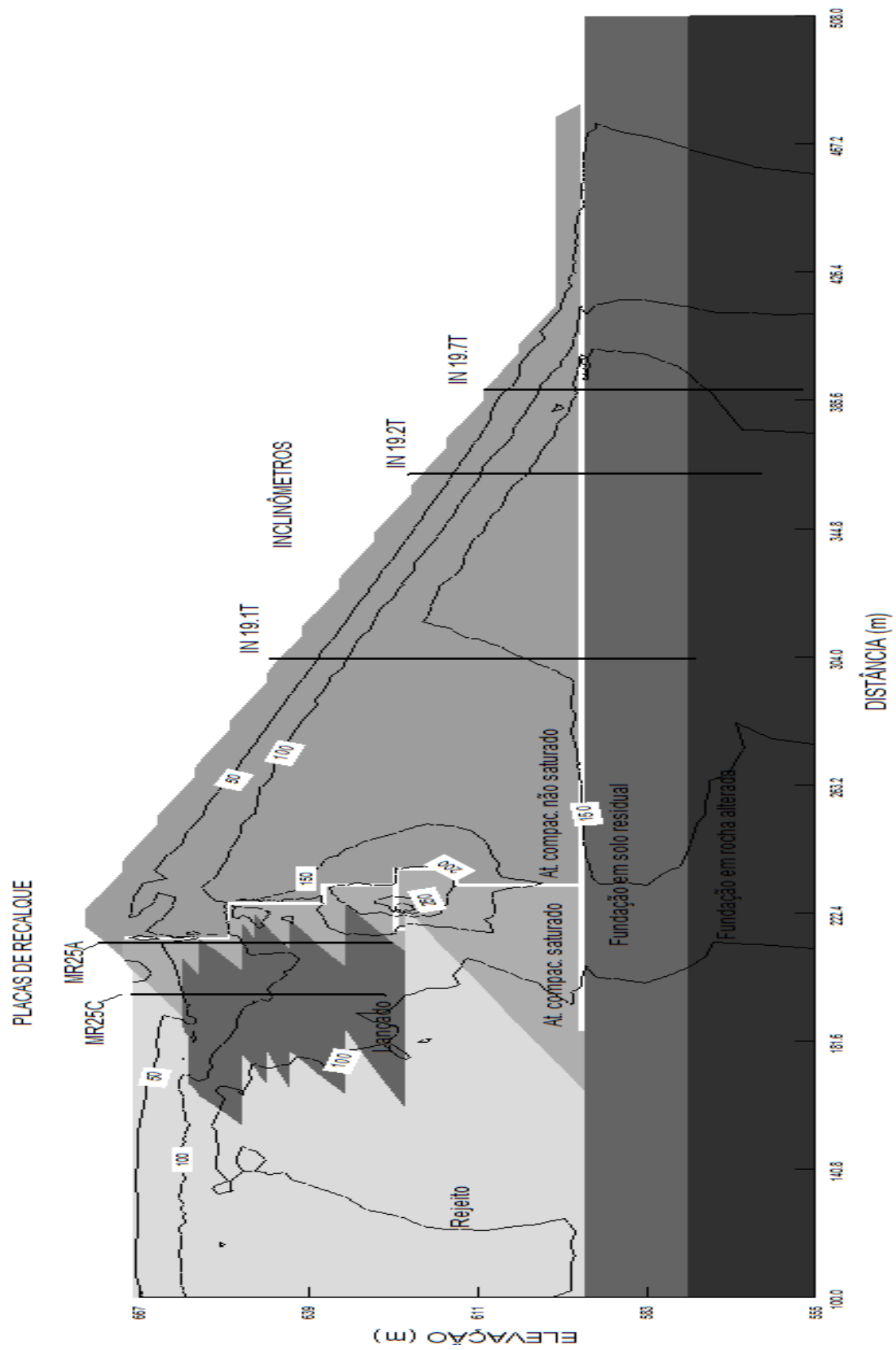


Figura. II.20 – Tensões totais transversais ao eixo (kPa) Fonte: O Autor

As Figura. II.21 a Figura. II.29 mostram as simulações acumuladas dos deslocamentos verticais no rejeito. Embora não apareçam nas figuras, os deslocamentos verticais no aterro também foram calculados, os quais apresentam similaridade com o modelo elastoplástico, sugerindo igualmente plastificações próximas ao filtro vertical.

2

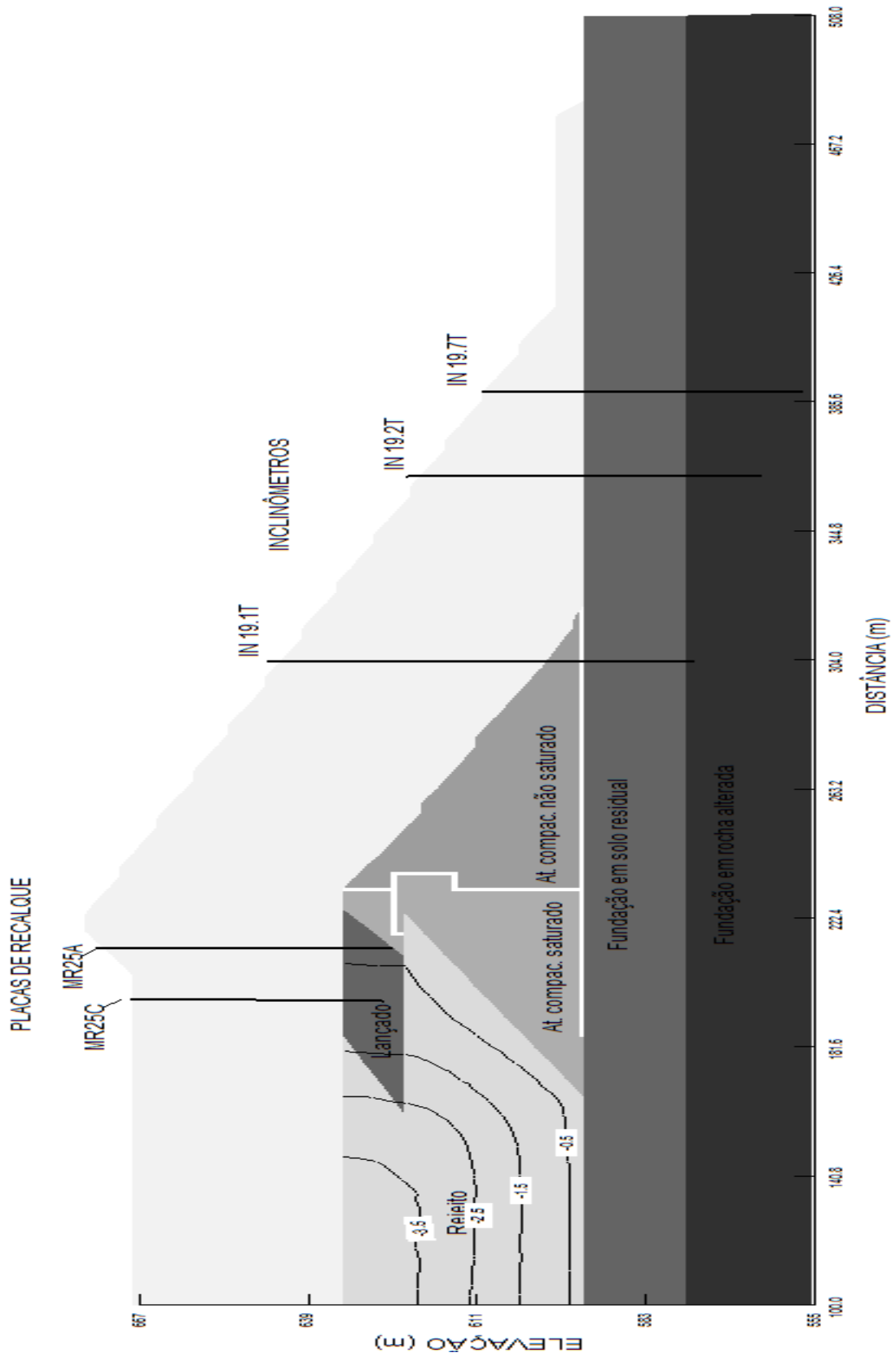


Figura. II.21 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 0 a 8 (m) Fonte: O Autor

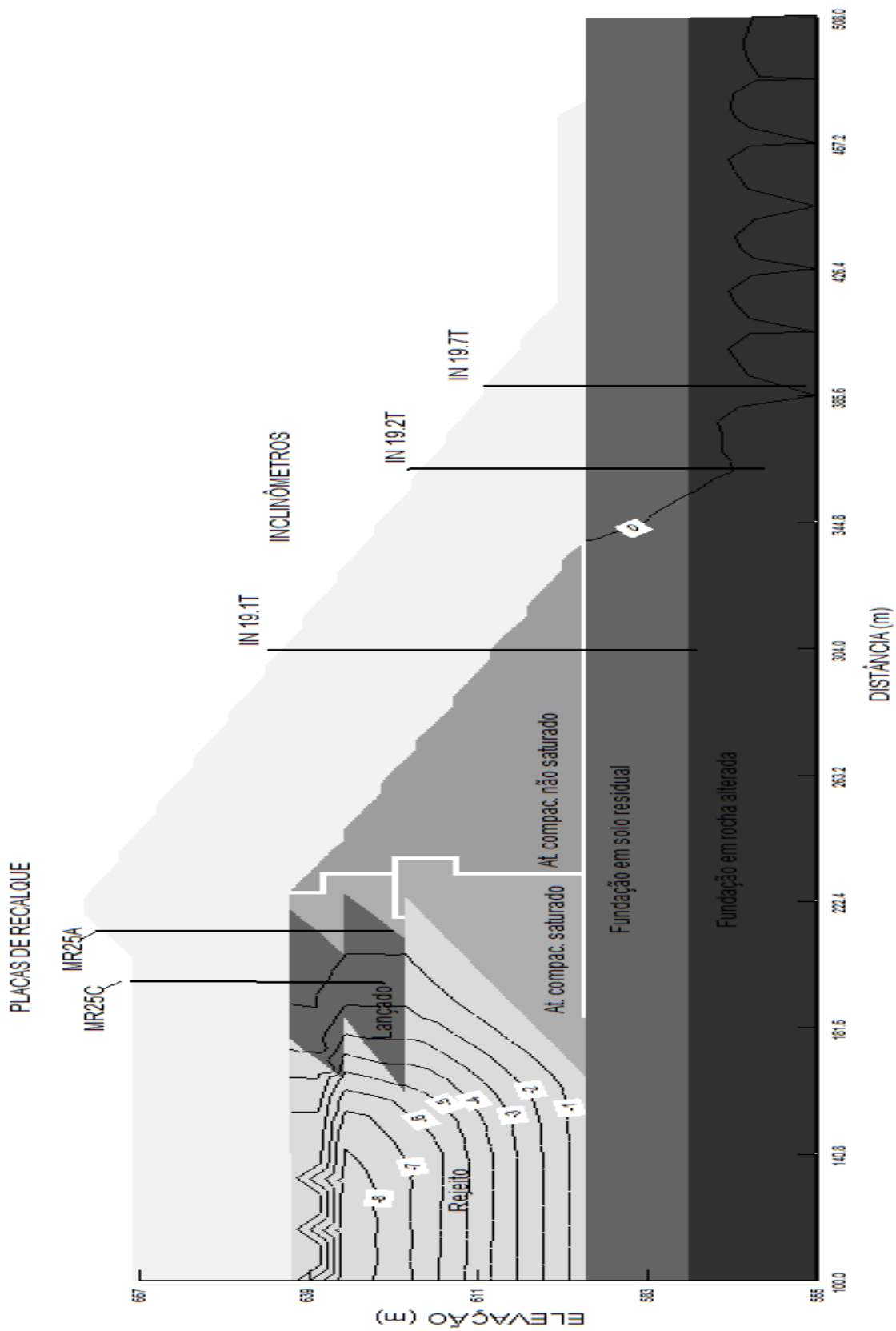


Figura. II.22 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 8 a 10 (m) Fonte: O Autor

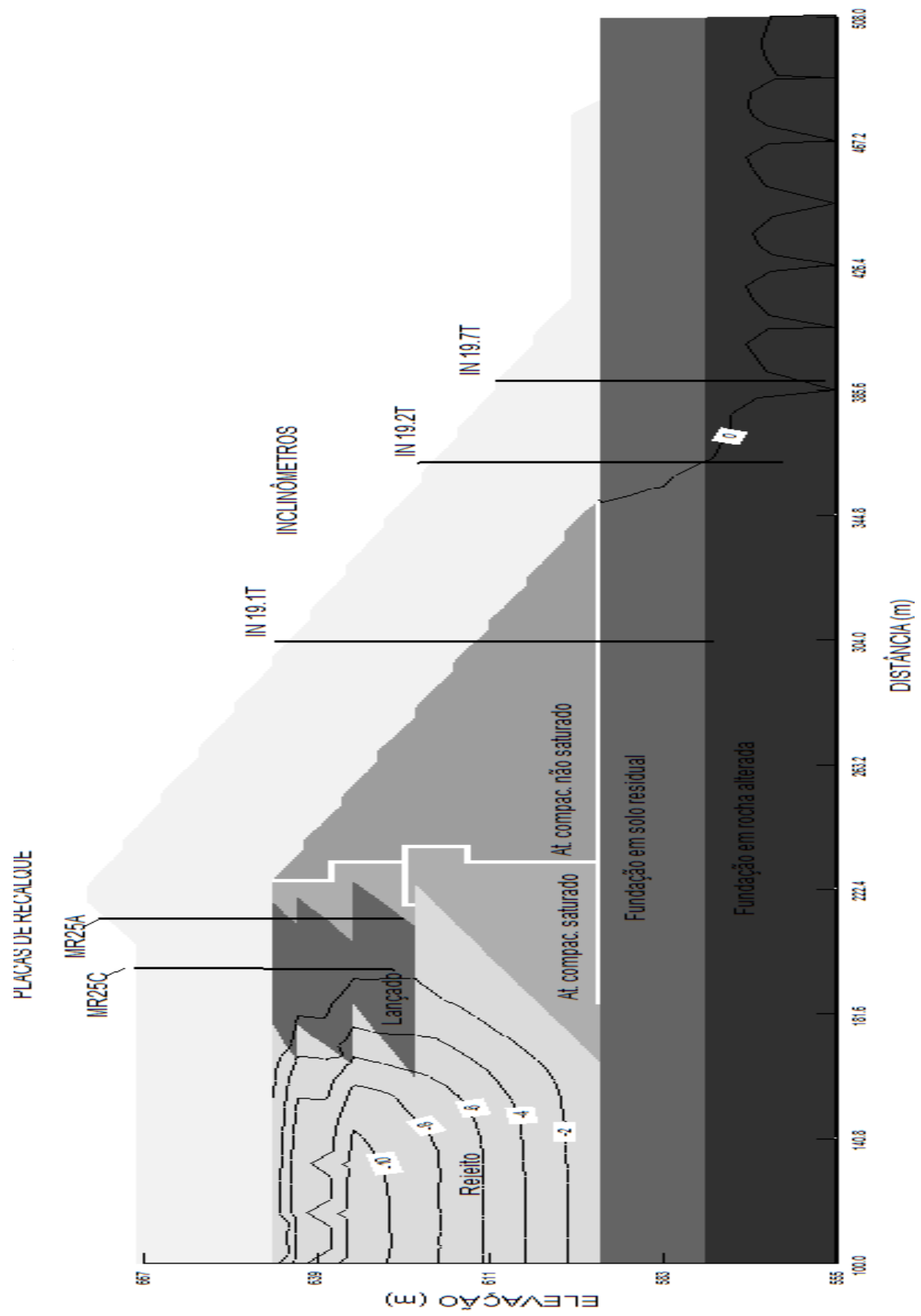


Figura. II.23 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 10 a 11 (m) Fonte: O Autor

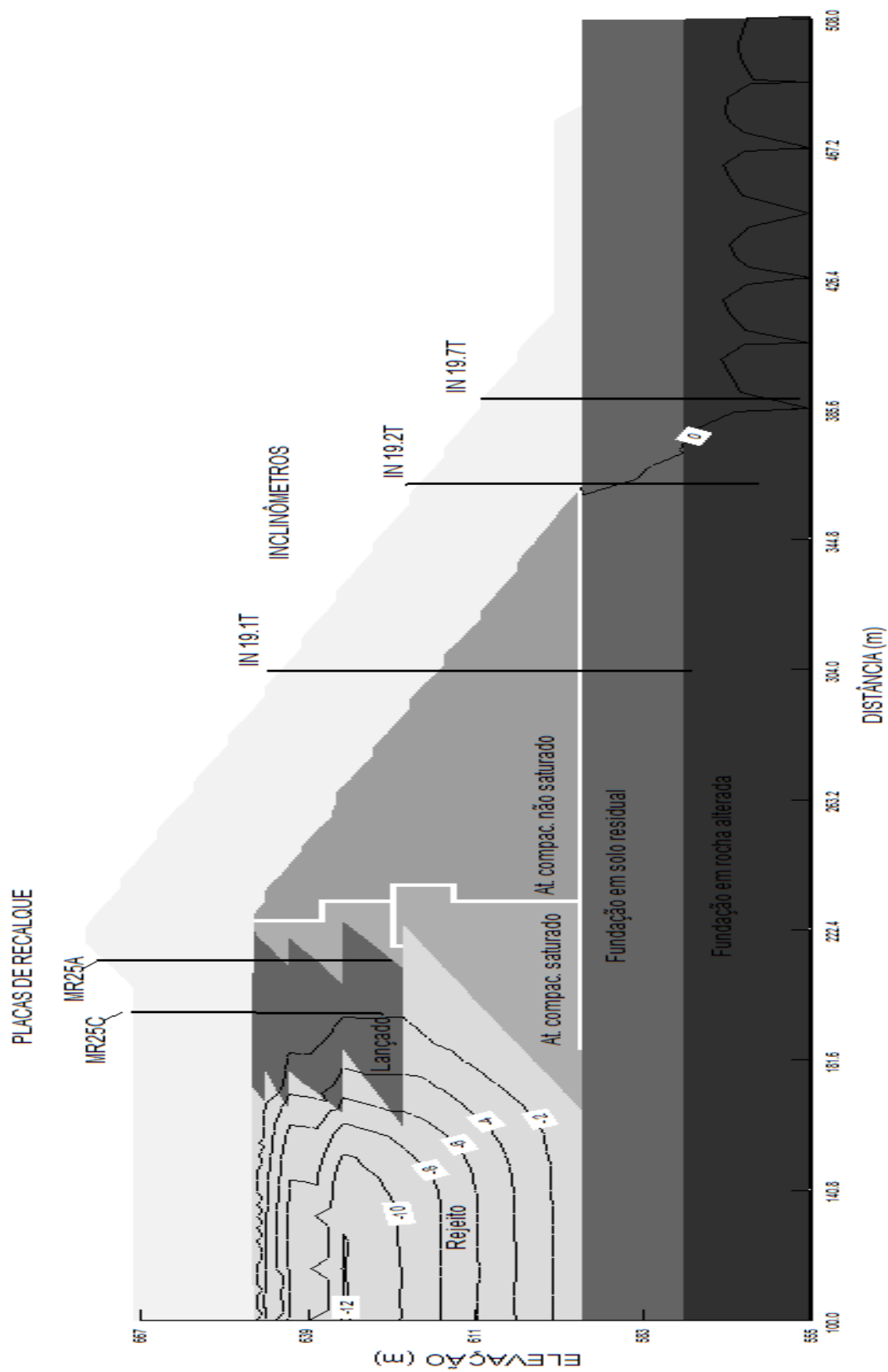


Figura. II.24 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 11 a 12 (m) Fonte: O Autor

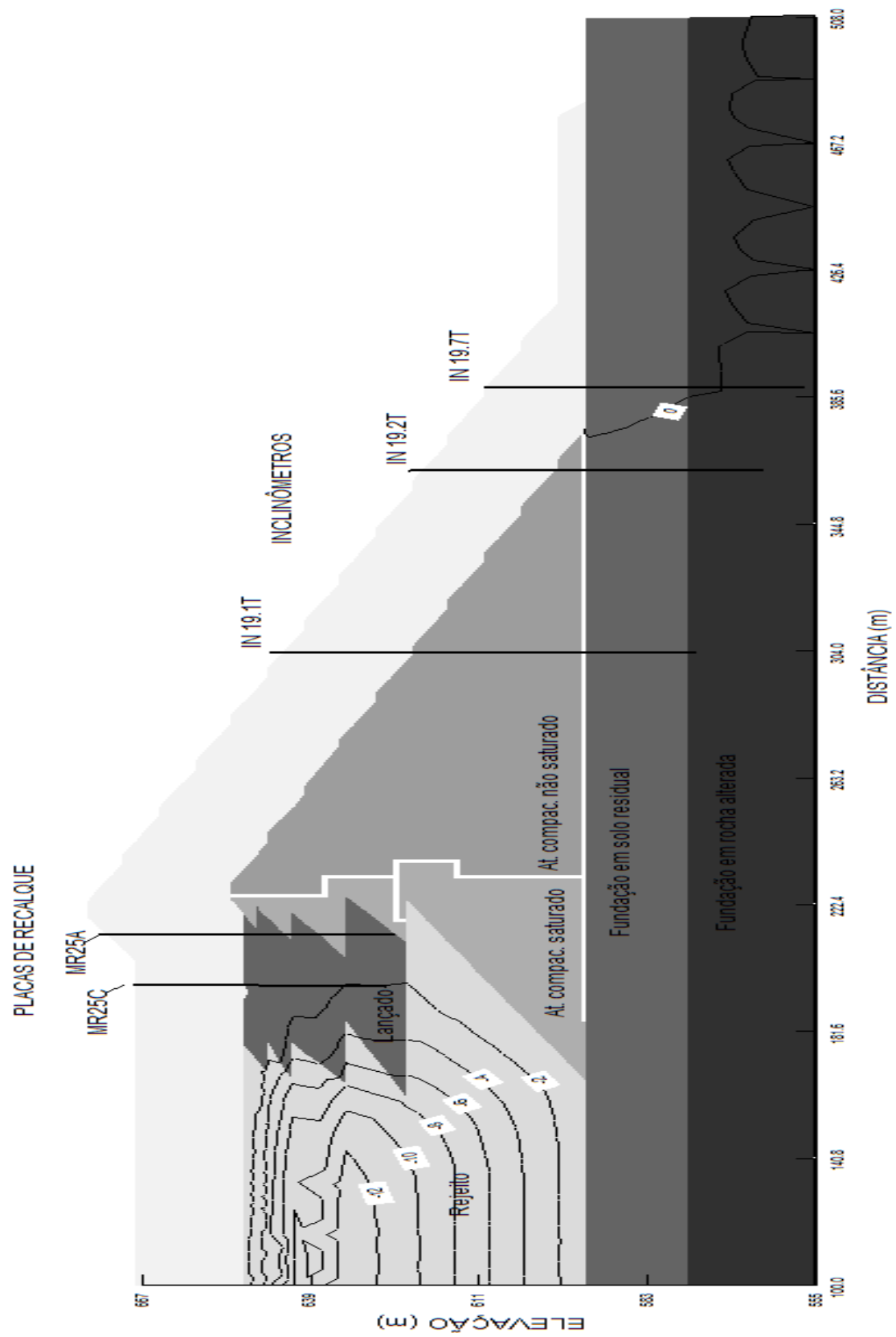


Figura. II.25 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 12 a 13 (m) Fonte: O Autor

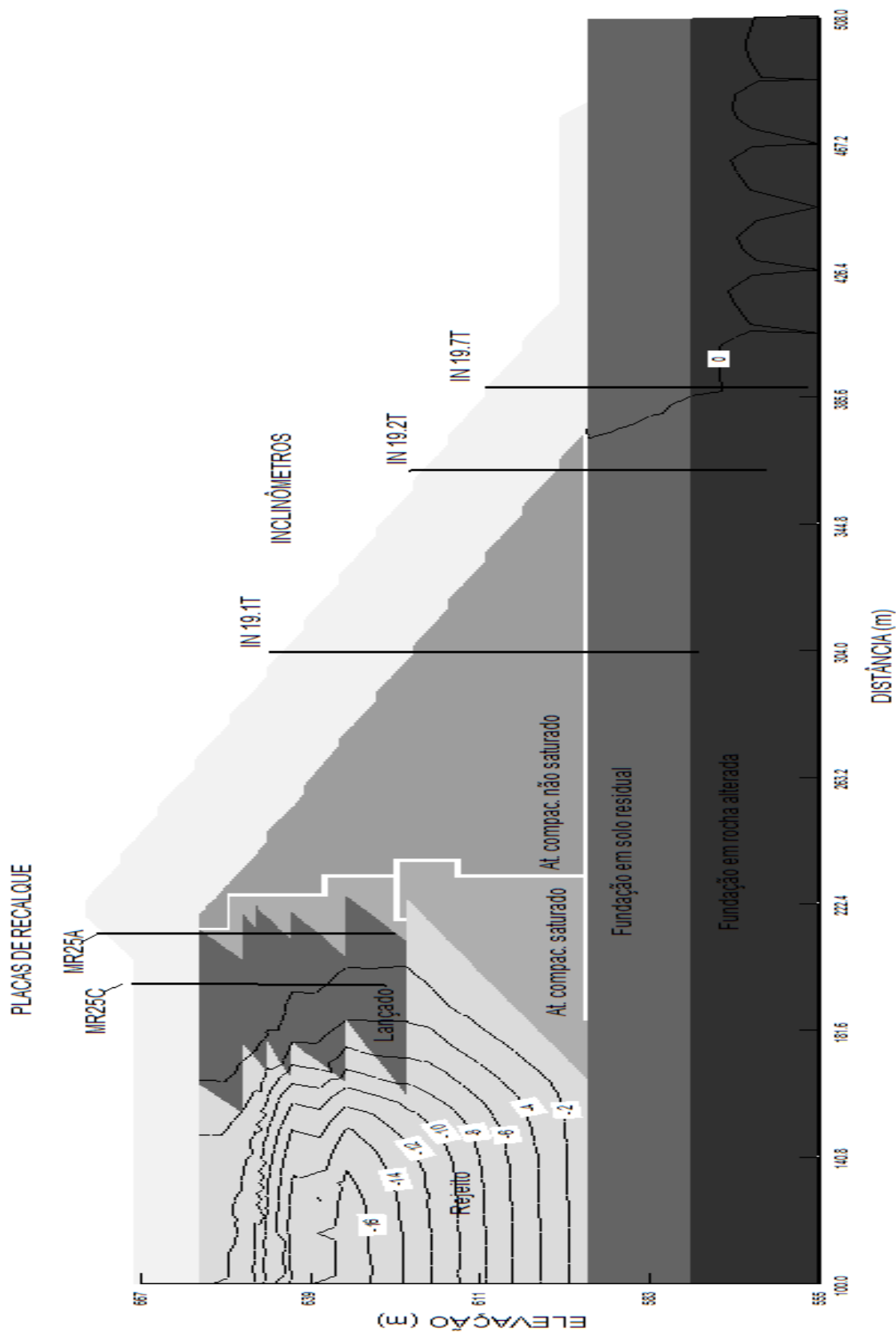


Figura. II.26 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 13 a 14 (m) Fonte: O Autor

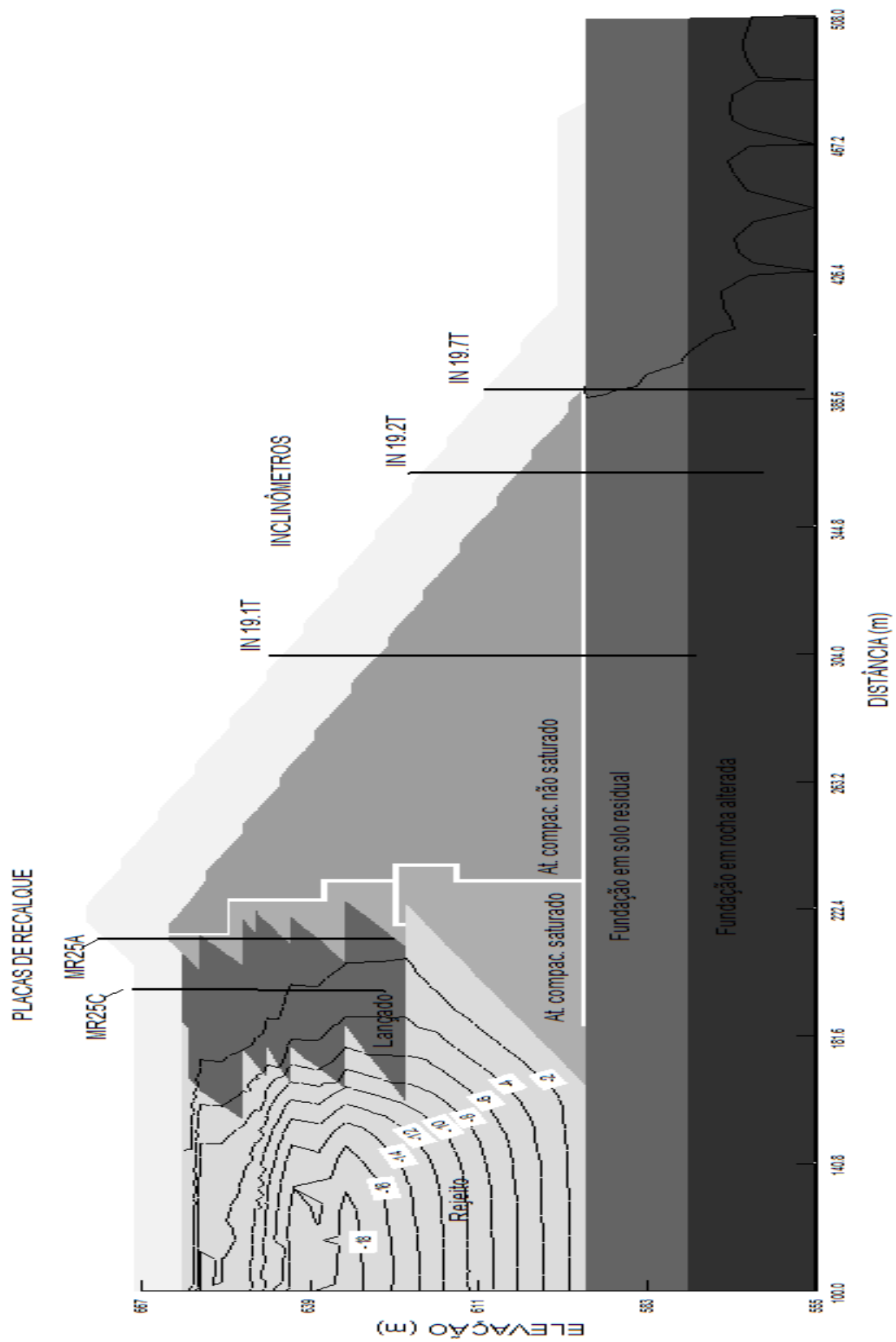


Figura. II.27 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 14 a 15 (m) Fonte: O Autor

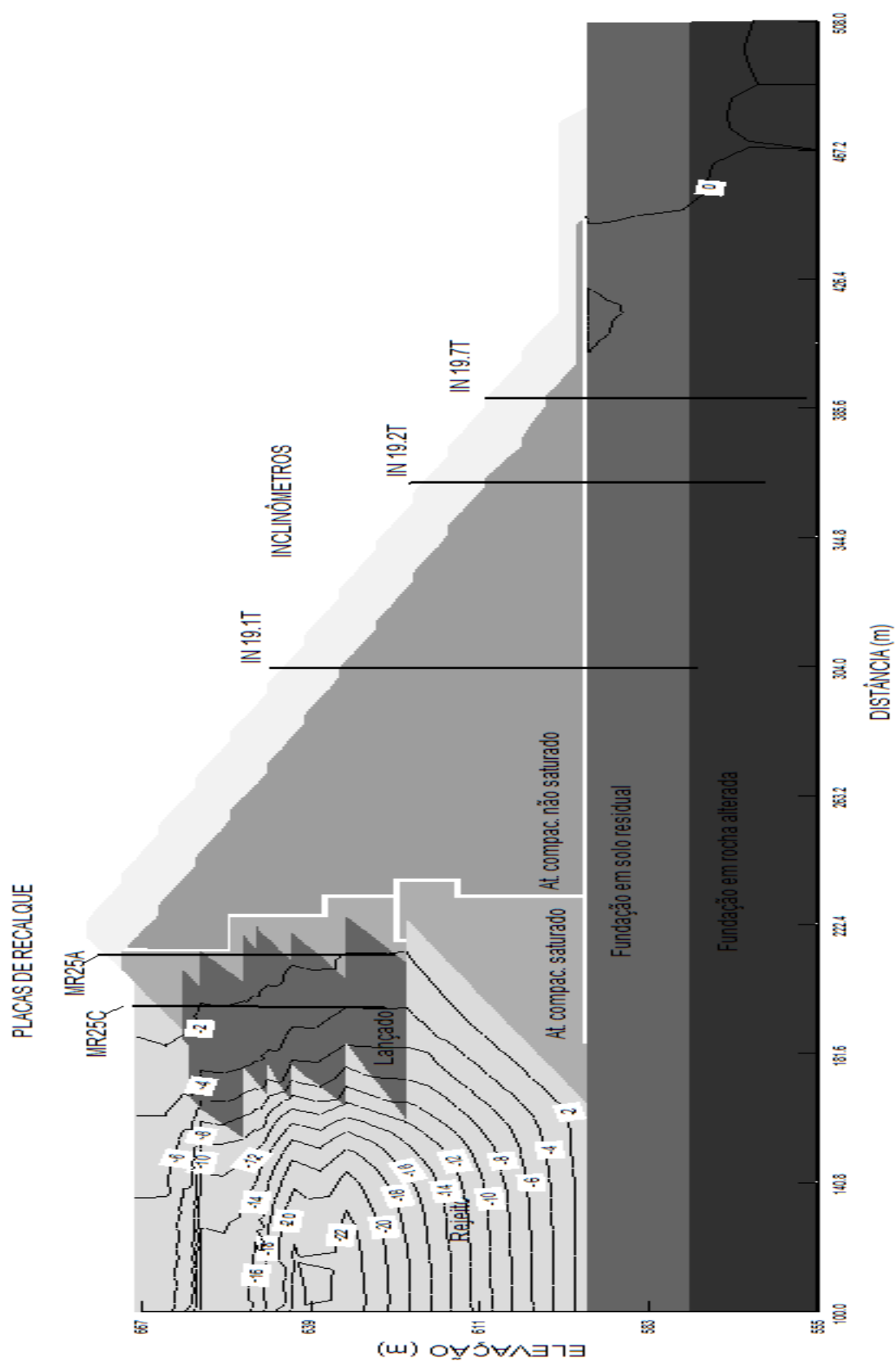


Figura. II.28 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 15 a 19 (m) Fonte: O Autor

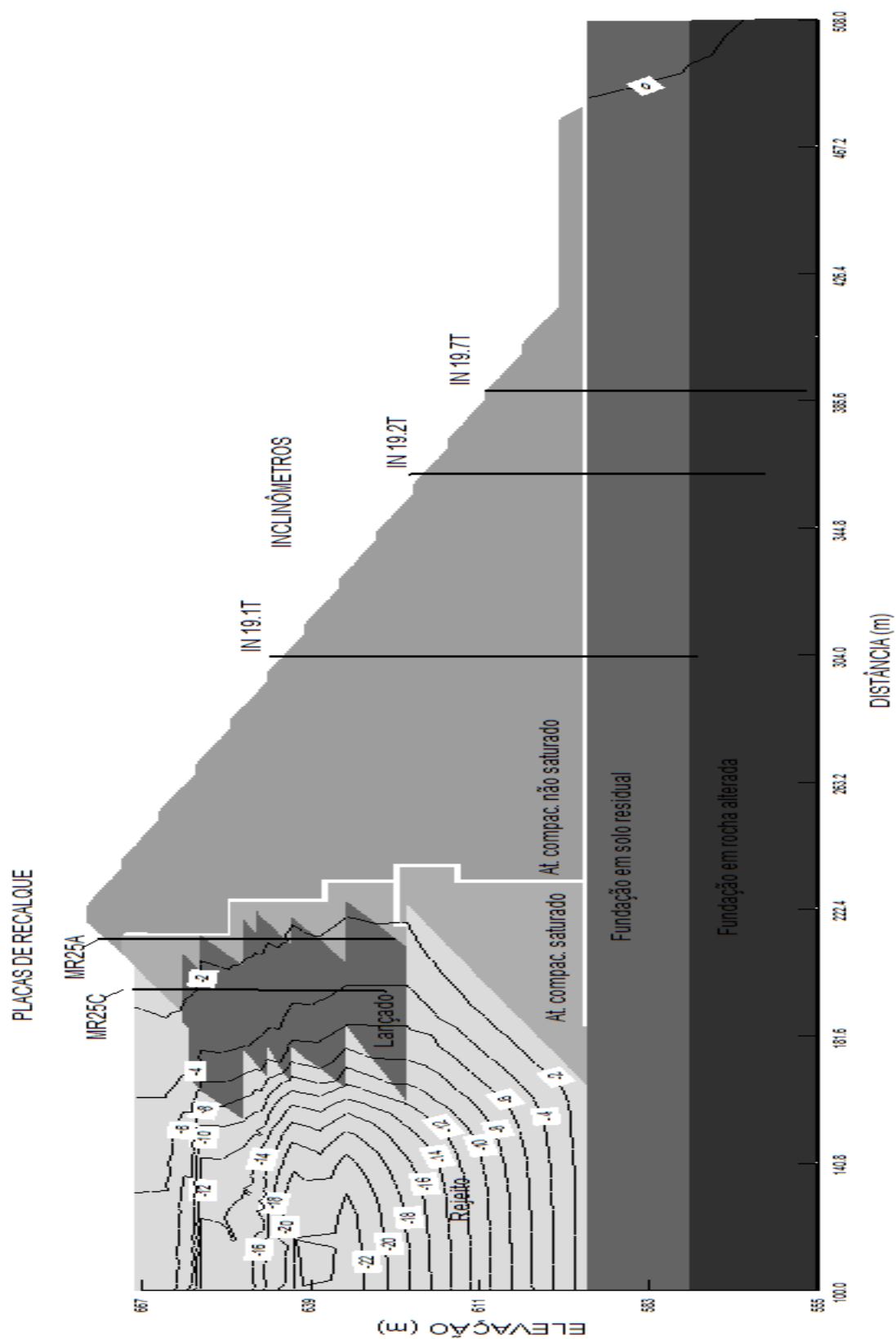


Figura. II.29 – Deslocamentos verticais nas etapas de alteamento 19 a 20 (m) Fonte: O Autor

DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS SIMULADOS

Os deslocamentos horizontais simulados no hiperbólico (Figura. II.30) possuem características muito semelhante ao que ocorre no elastoplástico: maiores no rejeito e menores no aterro. Entretanto, no hiperbólico há maior deslocamento no rejeito, sobretudo na cota da base do aterro lançado, no qual se somaram valores da ordem de 63 cm.

Mais uma vez a diferença entre os deslocamentos de jusante e de montante sugerem plastificações próximas ao filtro e na crista: corroborado pelos valores negativos observados nessas posições na figura de deslocamentos verticais (Figura. II.30).

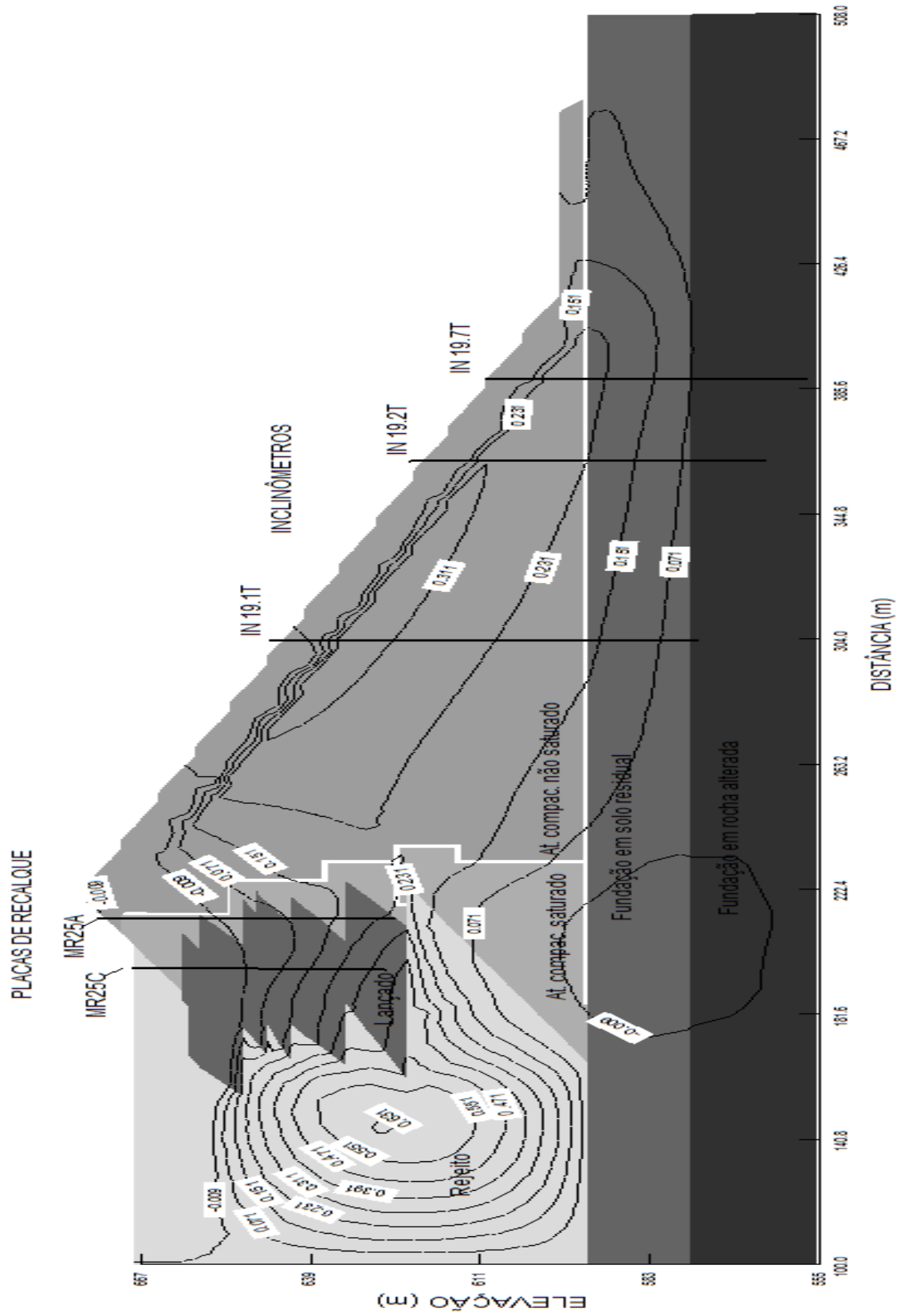


Figura. II.30 – Deslocamentos horizontais do final da etapa 18 ao final da 20 (m) Fonte: O Autor